



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**DISEÑO DE EDIFICIO DE ACERO EN LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE  
INGENIERIA RECINTO AUGUSTO CESAR SANDINO.**

Para optar al título de ingeniero civil

**Elaborado por**

Br. Karen María Moreno Torres

Br. Pedro Noel Rayo Jirón

**Tutor**

M.Sc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza

**Asesor**

Ing. Daisbel Martínez Pimentel

Managua, febrero 2020

## **AGRADECIMIENTOS**

Este trabajo monográfico ha sido posible gracias a la ayuda primeramente de nuestro Padre Celestial quien nos ha guiado en esta trayectoria de esfuerzo y mucha dedicación.

Nuestro más sincero agradecimiento a nuestro tutor, el M.Sc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza por el apoyo brindado y los conocimientos compartidos para culminar con éxito el presente trabajo monográfico.

De igual manera, queremos agradecer a nuestro asesor, el Ing. Daisbel Martínez Pimentel quien siempre estuvo dispuesto a aclarar las dudas que se presentaron en el transcurso.

Agradecemos muy sinceramente al Ing. Ajax Moncada Castillo por las observaciones y comentarios positivos acerca de nuestro trabajo.

A la universidad por abrir las puertas desde el comienzo de nuestra carrera universitaria hasta la culminación de la misma gracias a excelentes maestros que compartieron sus conocimientos para formarnos como profesionales.

## **DEDICATORIA**

### **A Dios:**

Quien inspiró mi espíritu y me dio sabiduría para la realización de este trabajo, por darme salud y bendición para alcanzar mis metas como persona y como profesional.

### **A mis familiares:**

En especial a mis padres María Isabel Torres y Lorenzo Moreno Arévalo por haberme apoyado todos estos años, dándome amor y motivándome a que luche siempre por lo que quiero, a mis hermanos que siempre han estado presentes brindándome su ayuda cuando la necesito.

### **A mis maestros:**

Por haberme formado profesionalmente a lo largo de estos años, por compartirme sus conocimientos y aconsejándome para ser mejor cada día.

A todas las personas que de alguna manera me ayudaron y siempre confiaron en mi para poder culminar exitosamente mis estudios.

Karen María Moreno Torres.

## **DEDICATORIA**

### **A Dios:**

Por haberme brindado la sabiduría y la oportunidad de llegar hasta esta etapa muy importante de mi vida y de mi formación profesional. Sin Él nada en mi vida tendría una razón de ser. La honra y la gloria sea siempre para Dios.

### **A mis familiares:**

A mis padres Pedro Pablo Rayo Ramírez, Mercedes Jirón Rocha y a mi hermana Cinthya Carolina Castillo Jirón por haberme apoyado incondicionalmente y ser el pilar fundamental en toda mi formación y educación tanto académica como personal.

### **A mis maestros:**

Ing. Ajax Santiago Moncada C. Ing. Daisbel Martínez Pimentel e Ing. David Ariel Suárez R. por el apoyo y la motivación brindada quienes me asesoraron para aclarar dudas presentadas para la elaboración de esta tesis.

Pedro Noel Rayo Jirón.

## RESUMEN

El presente trabajo monográfico contiene el procedimiento de diseño de un edificio de dos niveles con marcos de acero de tipo OMF (Ordinary Moment Frame) para usos múltiples en la Universidad Nacional de Ingeniería, Recinto Universitario Augusto C. Sandino.

Primeramente, se realiza el diseño de los elementos secundarios para considerar las fuerzas que estos generan a la estructura principal y posteriormente proceder a la realización de los análisis por cargas estáticas, dinámicas y/o accidentales que se presentarán en el periodo de vida útil de la estructura.

Para el análisis sísmico de la estructura, se realiza el método de la fuerza lateral equivalente y el método dinámico de análisis modal describiendo los requerimientos previos para el desarrollo de estos respectivamente. De estos se obtienen valores tales como el periodo fundamental de vibración de la estructura en las direcciones de análisis, fuerzas sísmicas y desplazamientos laterales provocados por la acción de dichas fuerzas.

Para ambos métodos de análisis se utilizó como herramienta de cálculo y diseño estructural el software computacional Robot Structural Analysis Professional.

Se procede al dimensionamiento de los elementos principales que conforman la estructura por el método de estados límites LRFD (Load Resistance Factor Design) considerando las combinaciones de cargas para estados límites últimos y estados límites de servicio.

Finalmente, se realiza un análisis comparativo entre ambos métodos de diseño sísmico (fuerza lateral equivalente y dinámico modal espectral) para la ejecución de los planos constructivos de la estructura tomando en cuenta los resultados obtenidos.

## **GLOSARIO**

**ACI 318-14:** American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario.

**ANSI/AISC 360-16:** American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings. Especificación para construcciones de acero.

**LRFD:** Load and Resistance Factor Design. Diseño por Factores de Carga y Resistencia.

**OMF:** Ordinary moment frame, 5; Ordinary Moment Frame. Marco ordinario resistente a Momento.

**RNC-07:** Reglamento Nacional de Construcción, publicado por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) en enero del año 2007.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN.....	IV
<i>GENERALIDADES</i> .....	1
1.1. INTRODUCCIÓN .....	2
1.2. ANTECEDENTES .....	3
1.3. JUSTIFICACIÓN .....	4
1.4. OBJETIVOS .....	5
1.4.1. Objetivo general:.....	5
1.4.2. Objetivos específicos: .....	5
1.5. ALCANCES .....	6
<i>MARCO TEÓRICO</i> .....	7
2.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL .....	8
2.1.1. Marcos OMF .....	8
2.1.2. Perfiles HSS .....	9
2.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO .....	9
2.2.1. Acciones permanentes: Cargas muertas .....	10
2.2.2. Acciones variables: Cargas vivas .....	10
2.2.3. Acciones accidentales: Cargas sísmicas .....	11
2.2.4. Combinaciones de cargas .....	11
2.3. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA .....	11
2.4. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO .....	14
2.4.1. Grupo (Arto.20) .....	14
2.4.2. Factor de reducción por ductilidad (Arto.21) .....	15
2.4.3. Factor de reducción por sobrerresistencia (Arto.22) .....	17

2.4.4.	Condiciones de regularidad (Arto.23) .....	17
2.4.5.	Corrección por irregularidad (Arto.23).....	19
2.4.6.	Zonificación sísmica e isoaceleración (Arto.24) .....	20
2.4.7.	Influencia del suelo y período del edificio (Arto.25).....	21
2.4.8.	Factor de amplificación por tipo de suelo, S (Arto.25) .....	21
2.5.	FUERZA LATERAL EQUIVALENTE .....	22
2.5.1.	Fuerzas cortantes .....	22
2.5.2.	Reducción de las fuerzas sísmicas.....	23
2.5.3.	Efectos de torsión .....	24
2.5.4.	Efectos de segundo orden .....	25
2.5.5.	Efectos bidireccionales .....	25
2.6.	ANÁLISIS DINÁMICO .....	26
2.6.1.	Espectros de diseño .....	28
2.6.2.	Revisión por cortante basal .....	29
2.6.3.	Desplazamiento lateral .....	29
2.7.	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO ...	31
2.7.1.	Diseño de la superestructura .....	31
2.7.2.	Método Load Resistance and Factor Load Design (LRFD) .....	31
2.7.3.	Diseño de la subestructura .....	32
2.7.4.	Tipos de zapatas.....	33
2.7.5.	Placas base .....	34
2.8.	HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES .....	34
2.8.1.	Robot Structural Analysis Professional .....	34
2.8.2.	Microsoft Excel.....	35
	<i>DISEÑO METODOLÓGICO</i> .....	36



3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA .....	37
3.2. COMPOSICIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	39
3.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	39
3.4. CARGAS DE DISEÑO.....	40
3.4.1. Acciones permanentes .....	40
3.4.2. Cargas variables .....	40
3.4.3. Acciones accidentales .....	40
3.4.4. Combinaciones de cargas .....	41
3.5. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS .....	41
3.5.1. Largueros de techo .....	43
3.5.2. Losa de entrepiso .....	50
3.6. ANÁLISIS SÍSMICO .....	51
3.6.1. Grupo.....	51
3.6.2. Condiciones de regularidad .....	51
3.6.3. Corrección por irregularidad .....	56
3.6.4. Zonificación sísmica e isoaceleración.....	56
3.6.5. Influencia del suelo y período del edificio .....	56
3.6.6. Fuerza sísmica horizontal .....	56
3.6.7. Reducción de las fuerzas sísmicas.....	57
3.6.8. Efectos de torsión .....	59
3.6.9. Análisis modal espectral .....	61
3.6.10. Modos de vibrar .....	64
3.6.11. Revisión del cortante basal.....	66
3.6.12. Desplazamientos laterales.....	66
3.6.13. Efectos de segundo orden.....	68

3.7. DISEÑO DE ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	69
3.7.1. Fluencia .....	69
3.7.2. Pandeo local del ala.....	69
3.7.3. Pandeo local del alma.....	70
3.8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA SUBESTRUCTURA .....	79
3.8.1. Placas base .....	79
3.8.2. Diseño de zapata .....	84
<i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i> .....	91
4.1. CONCLUSIONES.....	92
BIBLIOGRAFÍA.....	94
<i>ANEXOS</i> .....	95

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración I Perfiles estructurales HSS. Fuente: Web. ....	9
Ilustración II Sistemas de un grado de libertad sometidos a un mismo sismo, pero diferente período fundamental de vibración. Fuente: Bazán & Meli. ....	13
Ilustración III Zonificación sísmica de Nicaragua. Fuente: RNC-07, Arto. 24. ....	20
Ilustración IV Mapa de isoaceleraciones. Fuente: RNC-07, Anexo C.....	20
Ilustración V Comportamiento de los edificios con respecto al tipo de suelo. Fuente: Lacayo Bermúdez. ....	21
Ilustración VI Efectos bidireccionales de la acción sísmica. Fuente: Bazán & Meli. ....	26
Ilustración VII Oscilador simple de un grado de libertad. Fuente: Bazán & Meli.	27
Ilustración VIII Espectro elástico de diseño. Fuente: RNC-07. ....	28
Ilustración IX Tipos de zapatas. Fuente: McCormac & Brown.....	33
Ilustración X Placas base para columnas de acero. McCormac & Brown. ....	34
Ilustración XI Vista de planta de la estructura. Nivel 1. Fuente: Propio. ....	37
Ilustración XII Vista de elevación de la estructura. Ejes B y F. Fuente: Propio. .	37
Ilustración XIII Vista de elevación de la estructura. Eje C. Fuente: Propio. ....	38
Ilustración XIV Vista de elevación de la estructura. Ejes 2, y 9. Fuente: Propio.	38
Ilustración XV Vista de elevación de la estructura. Ejes 4, 6, y 8. Fuente: Propio. ....	38
Ilustración XVI Vista de elevación de la estructura. Ejes 3, 5, y 7. Fuente: Propio. ....	39
Ilustración XVII Sección P-125x50x3 (Detalle de unión). Fuente: Propio. ....	43
Ilustración XVIII Vista de planta de ejes ortogonales de la estructura. Fuente: Propio. ....	52
Ilustración XIX Elevación estructural en relación a dimensión menor de la estructura. Fuente: Propio. ....	52
Ilustración XX Relación largo-ancho de la base de la estructura. Fuente: Propio. ....	53

Ilustración XXI Vista en planta de la estructura en ausencia de entrantes y salientes. Fuente: Propio. ....	53
Ilustración XXII Vista en planta de abertura de escaleras en entrepiso. Fuente: Propio. ....	54
Ilustración XXIII Centro de masa y centro de rigidez del nivel 1 de la estructura. Fuente: Propio. ....	60
Ilustración XXIV Centro de masa y centro de rigidez del nivel 2 de la estructura. Fuente: Propio. ....	60
Ilustración XXV Espectros de diseño sísmico. Fuente: Propio. ....	62
Ilustración XXVI Modo de vibración en la dirección X de la estructura. Fuente: Propio. ....	65
Ilustración XXVII Modo de vibración en la dirección Y de la estructura. Fuente: Propio. ....	65
Ilustración XXVIII Marco crítico para el diseño de la superestructura (Eje-6). Fuente: Propio. ....	71
Ilustración XXIX Dimensiones de placa base. Fuente: Propio. ....	84
Ilustración XXX Detalle de armado de zapata aislada. Fuente: Propio. ....	90
Ilustración XXXI Diagramas de momentos flectores (Eje-6). Envolvente de combinaciones de cargas. ....	95
Ilustración XXXII Diagramas de esfuerzos cortantes (Eje-6). Envolvente de combinaciones de cargas. ....	95
Ilustración XXXIII Diagramas de fuerzas axiales (Eje-6). Envolvente de combinaciones de cargas. ....	95
Ilustración XXXIV Vista 3D de la estructura empotrada en su base. Fuente: Propio. ....	95
Ilustración XXXV Vista de Planta con ejes ortogonales X y Y del edificio. Fuente: Propio. ....	95
Ilustración XXXVI Conexión soldada viga-columna. Fuente: Propio. ....	95
Ilustración XXXVII Modelado 3D de escaleras. Fuente: Propio. ....	95

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I Factores de amplificación por tipo de suelo; S. Fuente: RNC-07, Arto.25. .....	22
Tabla II Composición de la estructura. Fuente: Propio.....	39
Tabla III Propiedades de los materiales. Fuente: Propio. ....	39
Tabla IV Pesos específicos de los materiales. Fuente: RNC-07. ....	40
Tabla V Cargas vivas. Fuente: RNC-07. ....	40
Tabla VI Combinaciones de cargas. Coeficientes según RNC-07 para resistencia última.....	41
Tabla VII Sobrecargas permisibles por lámina Plystone. Fuente: Plycem.....	51
Tabla VIII Pesos de cada nivel de la estructura. Fuente: Propio. ....	54
Tabla IX Coordenadas de los centros de masa y rigidez de la estructura. Fuente: Propio. ....	55
Tabla X Fuerzas sísmicas de cada nivel de la estructura. Fuente: Propio. ....	57
Tabla XI Desplazamientos laterales obtenidos a partir de la ecuación N°11 del RNC-07. Fuente: Propio. ....	58
Tabla XII Períodos aproximados de la estructura en las direcciones X, Y. Fuente: Propio. ....	58
Tabla XIII Fuerzas sísmicas reducidas de cada nivel de la estructura. Fuente: Propio. ....	59
Tabla XIV Excentricidades torsionales de cada nivel de la estructura. Fuente: Propio. ....	61
Tabla XV Momentos torsionales de la estructura. Fuente: Propio.....	61
Tabla XVI Valores de aceleración espectral de espectro de diseño y espectro reducido. Fuente: Propio. ....	63
Tabla XVII Modos de vibración y períodos fundamentales de la estructura. Fuente: Propio. ....	64
Tabla XVIII Revisión de cortante basal. Fuente: Propio. ....	66
Tabla XIX Distorsiones de entrepiso en condiciones de servicio. Fuente: Propio. .....	67

Tabla XX Distorsiones de entrepiso en condiciones de colapso. Fuente: Propio.	67
Tabla XXI Control de distorsiones en condiciones de servicio. Fuente: Propio..	67
Tabla XXII Control de distorsiones en condiciones de colapso. Fuente: Propio.	68
Tabla XXIII Verificación de los efectos de segundo orden. Fuente: Propio. ....	68
Tabla XXIV Perfiles estructurales de la superestructura. Fuente: Propio. ....	78
Tabla XXV Esfuerzos actuantes para diseño de zapata. Fuente: Propio. ....	84
Tabla XXVI Reacciones en los apoyos de la estructura por acción del peso propio. Fuente: Propio. ....	95
Tabla XXVII Reacciones en los apoyos de la estructura por acción de las cargas muertas. Fuente: Propio. ....	95
Tabla XXVIII Reacciones en los apoyos de la estructura por acción de las cargas vivas. Fuente: Propio. ....	95



# ***GENERALIDADES***

---

## CAPITULO I

## **1.1.INTRODUCCIÓN**

La Universidad Nacional de Ingeniería cuenta con 5 sedes en el país, uno de los cuales es el recinto Augusto Cesar Sandino, situado al norte del país en la ciudad de Estelí. Éste cuenta con 4 pabellones de aulas, una parte administrativa y otra parte de laboratorios, así como una cancha de recreación, un área de parqueo y un jardín para eventos culturales y artísticos. Cada pabellón de aulas consiste en estructuras de acero de un solo nivel.

En el presente trabajo se desarrolla la propuesta de un edificio para usos múltiples en el Recinto Universitario Augusto Cesar Sandino en la ciudad de Estelí, el cual consta de dos niveles con marcos de acero OMF.

Con dicha propuesta se pretende cubrir la demanda estudiantil de educación superior que permitirá tanto a jóvenes como adultos del departamento y lugares cercanos prepararse profesionalmente en las carreras ofertadas sin tener que viajar o vivir temporalmente en otros departamentos del país, lo cual disminuirá los costos y contribuirá al desarrollo de la ciudad y la comunidad estudiantil.

En la propuesta del edificio se aplicará la metodología LRFD. Ésta proporciona un margen de seguridad más confiable bajo distintas demandas de cargas y las combinaciones de las mismas mayorando las cargas de diseño y minorando las resistencias de diseño por factores mayores y menores que la unidad respectivamente (Quispe Apaza, 2015).

Inicialmente se realizará una evaluación para determinar el riesgo sísmico donde se pretende construir el edificio. Posterior a ello se utilizarán herramientas computacionales como el software Robot Structural y Microsoft Office Excel, para la determinación de las cargas, las fuerzas internas en los elementos estructurales y así mismo el dimensionamiento de estos.



## **1.2. ANTECEDENTES**

El Consejo Universitario en su sesión ordinaria del mes de septiembre del 2004, aprobó la creación de la Sede UNI-Norte, como un programa académico descentralizado de acuerdo a los artículos 60, 61, 68, 69 y 70 del estatuto de la UNI, aperturándose la Sede UNI-Norte el 20 de septiembre del 2004, en el local de la Antigua Hacienda el Higo, en base a la Ley de Autonomía de las Instituciones de Educación Superior, con el objetivo de formar profesionales en el ramo de las ingenierías y la arquitectura, con los más altos niveles científicos, tecnológicos y humanistas.

Para el diseño del edificio multiusos de esta sede se propondrán marcos de acero OMF y se hará uso de la metodología LRFD debido a que este permite realizar de una manera más eficaz proyectos estructurales. El acero es un material utilizado desde el siglo XIX en construcciones debido a que en épocas anteriores no se contaba con las herramientas ni la tecnología para su fabricación en masa.

El primer Edificio hecho completamente por acero fue el segundo edificio Rand-McNally terminada en 1980 en Chicago, y a su vez en 1989 la torre Eiffel de 985 pies de altura.

Para los marcos de acero que formarán la estructura principal de la propuesta de la edificación se utilizarán perfiles HSS de acero estructural debido a las ventajas que presenta este material entre las cuales podemos mencionar: alta resistencia, ductilidad, durabilidad y uniformidad (McCormac & Csernak, 2012).

La estructura debe resistir cargas o acciones estáticas, dinámicas y accidentales por lo que para el diseño de este edificio se hará uso de herramientas computacionales como Microsoft Excel y el programa de análisis y diseño Robot Structural.

### 1.3. JUSTIFICACIÓN

Según estudios del Consejo Nacional de Universidades (CNU), Nicaragua tiene 3 desafíos importantes con respecto a la educación superior en el país los cuales son: Calidad, Relevancia y Cobertura, siendo este último la finalidad con que se realiza este proyecto. *“Nosotros partimos de un 11 por ciento, actualmente tenemos un 22 por ciento en Nicaragua. (En) América Latina y el Caribe es el 32 por ciento, todavía tenemos mucho qué crecer. (Y) los países llamados desarrollados andan arriba del 50 por ciento. Tenemos mucho que crecer en cobertura”* (Talavera Siles, 2016).

Según un estudio realizado por ProNicaragua en el periodo comprendido de 2012-2016, Estelí ocupa el segundo lugar de estudiantes inscritos de educación superior con un 7% a nivel nacional.

El diseño del edificio en el Recinto Universitario Augusto Cesar Sandino se basa fundamentalmente en un proyecto de carácter social que pretende ayudar a mejorar las instalaciones de uno de los pabellones del recinto en la ciudad de Estelí el cual preste las condiciones óptimas necesarias para el bienestar de las personas que forman y/o quieran formar parte de la comunidad estudiantil en las carreras ofertadas por dicha sede.

En Nicaragua, las construcciones de acero son muy populares debido a que este material es mucho más económico y es por esta razón que se realizara el diseño de la estructura con elementos de acero de perfil HSS a partir del método LRFD debido a que permite una mayor confiabilidad y seguridad en comparación a otros métodos de diseño.

## **1.4.OBJETIVOS**

### **1.4.1. Objetivo general:**

- Realizar el análisis estructural y diseño del edificio de dos niveles para uso de aulas con marcos OMF (Ordinary Moment Frame) en el Recinto Universitario Augusto Cesar Sandino (UNI- RUACS), Estelí.

### **1.4.2. Objetivos específicos:**

- Realizar el análisis modal espectral del edificio, tomando en cuenta los requerimientos del Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07.
- Diseñar los elementos de la superestructura mediante el método LRFD siguiendo los códigos establecidos en las normativas AISC utilizando el software Robot Structural Analysis Professional ante las solicitaciones de cargas predominantes a partir de los resultados del análisis sísmico.
- Realizar el diseño de los elementos de la cimentación tomando en cuenta el código ANSI/AISC 360-16 y ACI 318-14.

## **1.5. ALCANCES**

Para el diseño de la estructura de dos niveles conformada por marcos de acero de tipo OMF con perfiles estructurales HSS (Hollow Structural Sections) se realiza inicialmente una descripción acerca de la composición de la estructura. Posterior a ello, se diseñan los elementos secundarios de los cuales, son considerados únicamente los esfuerzos que estos transmiten a la estructura principal.

Luego, se realiza el procedimiento del análisis sísmico por el método de la fuerza lateral equivalente descrito en el RNC-07 para obtener la cortante basal y los desplazamientos que se generan al aplicar dichas fuerzas en la estructura. A partir de ello, se diseñan los elementos principales por el método LRFD.

Después de haber realizado un análisis sísmico estático, se procede al método dinámico modal espectral para realizar la comparación del cortante basal obtenido de este y verificar si cumple la condición del RNC-07 que sea al menos el 80% del cortante basal obtenido del análisis sísmico por el método de la fuerza lateral equivalente.

Luego, se verifican que los desplazamientos tanto en condiciones de servicio como de colapso, cumplan con las restricciones que presenta nuestro reglamento nacional de construcción y se procede, de igual manera que al análisis sísmico estático, al diseño de los elementos que conforman la superestructura.

A partir de los resultados obtenidos del análisis sísmico, se procederá al diseño de los elementos que conforman la subestructura teniendo en cuenta las reacciones que se generan en los apoyos definidos en el software.



# ***MARCO TEÓRICO***

---

## CAPITULO II

## **2.1.DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL**

El edificio a diseñar estará ubicado en la ciudad de Estelí y está destinado a ser un pabellón multiusos. Este constará de 2 niveles, los cuales estarán capacitados para ser salones de clase, biblioteca y librería.

El edificio estará compuesto por un sistema de marcos de tipo OMF (Ordinary Moment Frame), con vigas y columnas de acero estructural de perfiles HSS, con un sistema de entrepiso de losa aligerada de lámina Plystone, con placas bases de acero y cimentaciones de concreto reforzado tales como: zapatas, pedestal y viga asísmica.

El sistema de cerramiento exterior empleado serán láminas “DensGlass”, para las particiones internas se hará uso del sistema de “Lámina Ultralight”. La cubierta de techo será diseñada bajo un sistema estructural de lámina ondulada sobre viguetas de acero de perfil tipo C, con caída a dos aguas con una pendiente del 21%.

### **2.1.1. Marcos OMF**

Se espera que un marco tipo OMF desarrolle, en sus miembros y conexiones, una cantidad mínima de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño.

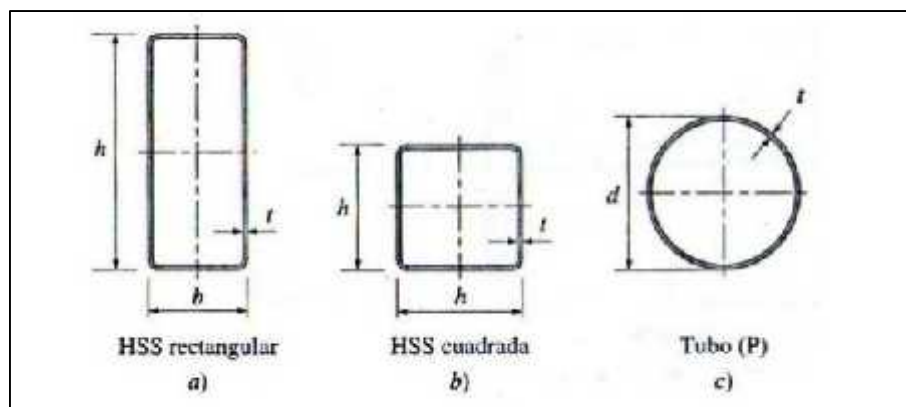
Las conexiones viga-columna deben ser soldadas y/o apernadas, utilizando pernos de alta resistencia. Se permiten que las conexiones de momento sean totalmente restringidas (FR) o parcialmente restringidas (PR) (Beltrán, 2005).

Según AISC 341-16, no existe limitación en las relaciones de ancho-espesor de los elementos estructurales, de igual manera no hay requisitos para el refuerzo de estabilidad de vigas o juntas en OMF.

### 2.1.2. Perfiles HSS

En la industria de acero, el término “HSS” significa perfiles estructurales huecos (Hollow Structural Sections). Los HSS son tubos soldados de acero formados en frío, que se utilizan soldados o atornillados para construir edificios, puentes y otras estructuras. Se hacen en formas cuadradas, rectangulares y redondas.

No existe límite para la longitud no soportada de secciones circulares o cuadradas o de vigas  $I$  flexionadas alrededor de sus ejes menores. Si una viga  $I$  se flexiona alrededor de su eje menor o eje  $y$ , ésta no se pandeará antes de que se desarrolle el momento plástico  $M$  respecto al eje  $y$ , siempre que el elemento del patín sea compacto (McCormac & Csernak, 2012).



*Ilustración 1 Perfiles estructurales HSS. Fuente: Web.*

### 2.2.DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de diseño a las que estará sometida la estructura se definirán y determinarán según el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 para Nicaragua, según el Título I, Capítulo II de este mismo.

La estructura debe diseñarse para resistir todas las cargas o acciones permanentes, variables y accidentales aplicables tales como cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales (como sismo, viento y cenizas).

### **2.2.1. Acciones permanentes: Cargas muertas**

Se considerará como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia substancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Se considerará el peso de todos los dispositivos de servicio de la edificación, inclusive las tuberías, ductos, y equipos de aire acondicionado, instalaciones eléctricas, ascensores, maquinaria para ascensores y otros dispositivos fijos similares. El peso de todo este material se incluirá en la carga muerta. El peso de los equipos con el que se amueble una zona dada, será considerado como carga viva (RNC, 2007).

### **2.2.2. Acciones variables: Cargas vivas**

Son aquellas cuya intensidad varía significativamente en el tiempo. Ejemplos de estas cargas son: cargas vivas, cambios de temperatura, deformaciones impuestas y asentamientos diferenciales cuya intensidad varíe con el tiempo, y las acciones de maquinarias y equipo sobre la estructura. Además, en donde aplique, se deberá considerar los efectos de impacto, frenado y vibraciones causadas por cargas variables durante la operación del edificio o estructura.

se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Deberán ser consideradas en el diseño las cargas vivas más altas que probablemente ocurran (RNC, 2007).



### **2.2.3. Acciones accidentales: Cargas sísmicas**

Son acciones no permanentes ni variables de intensidad significativa y de duración breve y que pueden afectar la estructura durante su operación (RNC, 2007).

Son acciones accidentales que solamente se presentan en la estructura por periodos cortos, minutos o segundos en toda la vida útil de la estructura, estas se calculan para analizar el comportamiento del edificio. Para el análisis de cargas sísmicas se determinarán conforme lo establecido en el RNC-07.

### **2.2.4. Combinaciones de cargas**

Las combinaciones de cargas son solicitaciones que se deben determinar y combinar según las normas aplicadas, en el caso de nuestro país con el RNC-07 se consideran las Cargas Vivas (CV), Cargas Muertas (CM), Carga debido a Sismo (FS), Presión del Suelo (PS) y Presión del Viento (FZ).

- $C1 = 1.4(CM)$
- $C2 = 1.2(CM) + 1.6(CV + PS)$
- $C3 = 1.2(CM) + 1.6(PZ) + CV$
- $C4 = 1.2(CM) + FS + CV$
- $C5 = 0.9(CM) + 1.6(PZ) + 1.6(PS)$
- $C6 = 0.9(CM) + Fs + 1.6(PS)$

## **2.3. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA**

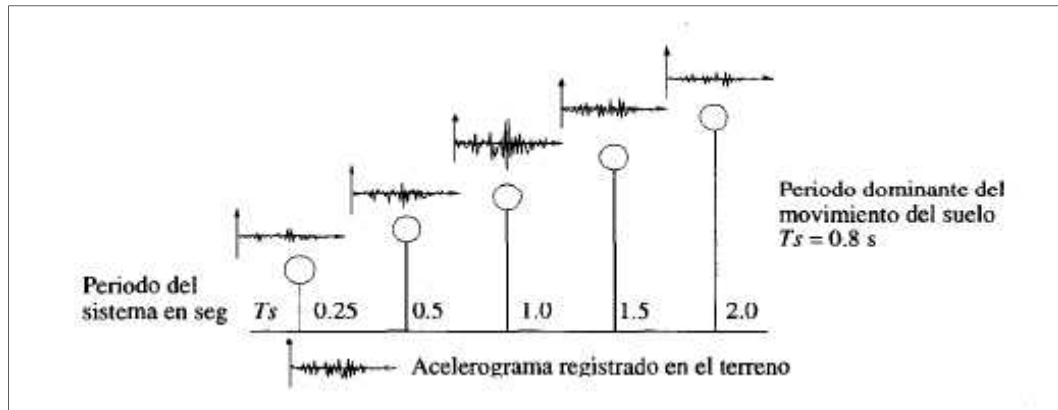
Para el diseño sismorresistente del edificio utilizaremos el método de la fuerza lateral equivalente y posterior a ello el análisis modal espectral.

Según el RNC-07, puede utilizarse el método estático de la fuerza lateral equivalente para analizar estructuras regulares de altura no mayor a 40 m y estructuras irregulares de no más de 30 m de altura.

El método de la fuerza lateral equivalente consiste en distribuir los esfuerzos sísmicos calculados para cada nivel en el centro de masa o centro de gravedad de los mismos y verificar que las derivas de cada entrepiso no sobrepasen los límites establecidos en el reglamento.

Los espectros son una herramienta de gran utilidad en el diseño de construcciones sismorresistentes, debido a que el ingeniero estructural puede estimar el valor máximo de la respuesta (usualmente en términos de aceleración) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad, en el cual se representa en abscisas el periodo propio de la estructura y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento (Crisafulli & Villafañe, 2002).

“Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta consideremos una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración  $T$ , y con igual factor de amortiguamiento. Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (utilizando un registro de aceleraciones,  $\ddot{u}_g(t)$ ), cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos,  $u(t)$ . Una vez que hemos calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del período de vibración para obtener un espectro de respuesta (Crisafulli & Villafañe, 2002).



*Ilustración II Sistemas de un grado de libertad sometidos a un mismo sismo, pero diferente período fundamental de vibración. Fuente: Bazán & Meli.*

En la Ilustración II se someten varios sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos a una misma excitación sísmica, en el cual “la respuesta de dichos osciladores será diferente; siendo así la amplitud de su respuesta dependiente esencialmente de la relación entre el periodo del sistema y el periodo dominante del terreno (Bazán & Meli, 2002).

Es muy importante mencionar que las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros de diseño que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo (Crisafulli & Villafañe, 2002).

## **2.4. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO**

### **2.4.1. Grupo (Arto.20)**

Para efectos del diseño estructural se considerará que las estructuras se pueden clasificar en:

Estructuras esenciales: (Grupo A) son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso, como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de transporte, etc. También se ubican dentro de este grupo las estructuras cuya falla parcial o total represente un riesgo para la población como depósitos de sustancias tóxicas o inflamables, estadios, templos, salas de espectáculos, gasolineras, etc. Asimismo, se considerará dentro de este grupo a aquellas estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales, como museos, archivos y registros públicos de particular importancia, monumentos, puentes, etc.

Estructuras de normal importancia: (Grupo B) son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.

Estructuras de menor importancia: (Grupo C) son aquellas estructuras aisladas cuyo falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas, como barandales y cercos de altura menor a 2.5 *m* (RNC, 2007).

#### 2.4.2. Factor de reducción por ductilidad (Arto.21)

##### Requisitos para $Q = 4$ :

Se usará  $Q = 4$  cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- 1) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no arriostrados de acero o concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos arriostrados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos si hubieran, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- 2) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en el artículo 27 inciso a), éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no arriostrados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- 3) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros si hubiera que se hallen ligados como señala el Artículo 27. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

### **Requisitos para $Q = 3$**

Se usará  $Q = 3$  cuando se satisfacen los requisitos 2, 4 y 5 del Artículo 21 en el inciso a) y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 o 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, o por marcos rígidos de acero, o por marcos de concreto reforzado, o por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, o por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de arriostramiento concéntrico dúctil según la norma del AISC.

### **Requisitos para $Q=2$**

Se usará  $Q = 2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, o por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de arriostramiento con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, o de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por el Artículo 21 inciso a) y b) de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por columnas o vigas de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes. También se usará  $Q = 2$  cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las normas correspondientes.

### **Requisitos para $Q = 1.5$**

Se usará  $Q = 1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entresijos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos del Artículo 21 inciso b) e inciso c), o por marcos y armaduras de madera o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

### **Requisitos para $Q = 1$**

Se usará  $Q = 1$  en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la autoridad competente, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes. En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entresijos de la estructura en dicha dirección (RNC, 2007).

#### **2.4.3. Factor de reducción por sobrerresistencia (Arto.22)**

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor:  $\phi = 2$  (RNC, 2007).

#### **2.4.4. Condiciones de regularidad (Arto.23)**

##### **Estructura regular**

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.



- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- 10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 12) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

(RNC, 2007)

#### **2.4.5. Corrección por irregularidad (Arto.23)**

El factor de reducción  $Q'$ , definido en el Artículo 21, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de la del inciso a) del Arto. 23, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la del inciso c) del Arto. 23. en ningún caso el factor  $Q'$  se tomará menor que uno (RNC, 2007).

#### 2.4.6. Zonificación sísmica e isoaceleración (Arto.24)

El valor de  $\alpha_0$  para estructuras del grupo B y C en las ciudades dentro de la zona A el valor  $\alpha_0$  es 0.1, en la zona B el valor sería 0.2 y en la zona C el valor es 0.3 (RNC, 2007).

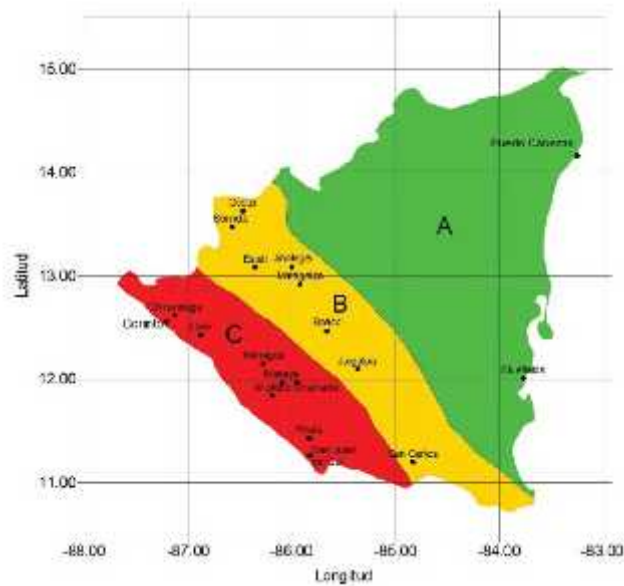


Ilustración III Zonificación sísmica de Nicaragua. Fuente: RNC-07, Arto. 24.

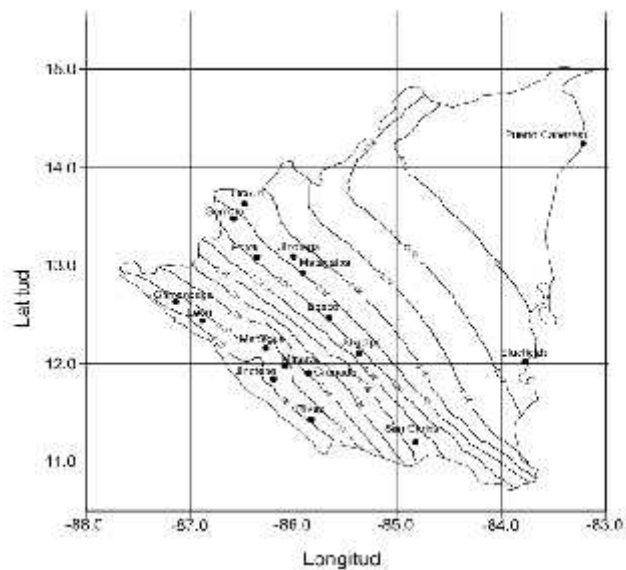


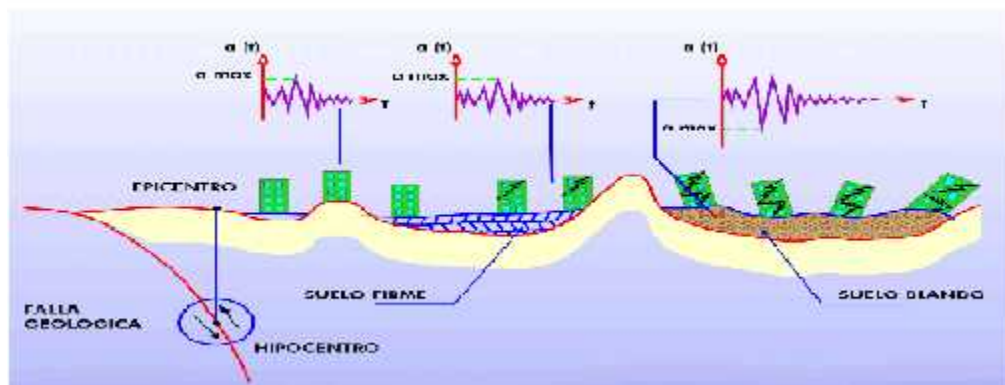
Ilustración IV Mapa de isoaceleraciones. Fuente: RNC-07, Anexo C.

#### 2.4.7. Influencia del suelo y período del edificio (Arto.25)

Para tomar en cuenta los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno, los suelos se dividirán en cuatro tipos, de acuerdo con las siguientes características:

- Tipo I: Afloramiento rocoso con  $V > 750 \text{ m/s}$
- Tipo II: Suelo firme con  $360 \text{ m/s} < V \leq 750 \text{ m/s}$
- Tipo II: Suelo moderadamente blando, con  $180 \text{ m/s} \leq V \leq 360 \text{ m/s}$
- Tipo IV: Suelo muy blando, con  $V < 180 \text{ m/s}$

(RNC, 2007)



*Ilustración V Comportamiento de los edificios con respecto al tipo de suelo. Fuente: Lacayo Bermúdez.*

En la imagen anterior se puede observar que las ondas sísmicas son más peligrosas propagándose en estratos blandos de suelos que en formaciones rocosas.

#### 2.4.8. Factor de amplificación por tipo de suelo, S (Arto.25)

Si no se dispone de mapas de microzonificación sísmica, se utilizarán los siguientes factores de amplificación:

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Tabla I Factores de amplificación por tipo de suelo; S. Fuente: RNC-07, Arto.25.

## 2.5. FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

### 2.5.1. Fuerzas cortantes

Para aplicar este método se deben cumplir los siguientes requisitos:

- El método dinámico del Arto.33 pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Puede utilizarse el método estático del Arto.32 para analizar estructuras regulares de altura no mayor de 40 *m*, y estructuras irregulares de no más de 30 *m*.
- Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a *h*, siendo *h* la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables).

$$F = c \cdot h_i \frac{dW}{dW h_i}$$

(RNC, Arto. 32-Ecuación 11, 2007)

Donde:

$W$  : es el peso de la  $i$ -ésima masa; y.

$h_i$  : es la altura de la  $i$ -ésima masa sobre el desplante.

$c$  : es el coeficiente sísmico definido en el Arto.24.

Para estructuras del Grupo A las fuerzas calculadas con la ecuación deberán multiplicarse por 1.5.

### 2.5.2. Reducción de las fuerzas sísmicas

Habrà la posibilidad de reducir las fuerzas sísmicas de diseño si se conoce el período fundamental de la estructura en estudio. Según se estipula en el artículo 32 inciso b el período fundamental aproximado se puede determinar usando la expresión de la siguiente ecuación:

$$T = 2f \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}}$$

(RNC, Arto. 32-Ecuación 12, 2007)

Donde  $x$  el desplazamiento del nivel  $i$ , relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza calculados según la fuerza del Arto.32 inciso a),  $g$  la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a todos los niveles.

Cada una de las fuerzas laterales se tomará como:

$$F_i = \frac{a}{\Omega * Q} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

(RNC, Arto. 32-Ecuación 13, 2007)

En las expresiones anteriores,  $a$  es la ordenada espectral definida en el Arto.27 subtema II (Espectros para diseño sísmico) en función del periodo estructural, mientras que  $\Omega$  y  $Q'$  son los valores de reducción dados en el Arto.22 y Arto.21 respectivamente. El valor de  $a$  no se tomará menor que  $5a_0$ .

### 2.5.3. Efectos de torsión

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso,  $e_s$ , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionantes se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e_D = \begin{cases} 1.5e_s + 0.1b \\ e_s - 0.1b \end{cases}$$

(RNC, Arto.32-Ecuación 15, 2007)

donde  $b$  es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica. Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e_s$  calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En estructuras para las que el factor de ductilidad  $Q$  especificado en el Arto.21 sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de  $0.2b$ . Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

#### 2.5.4. Efectos de segundo orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en los que se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\Delta}{H} 0.08 \leq \frac{V}{P_Y}$$

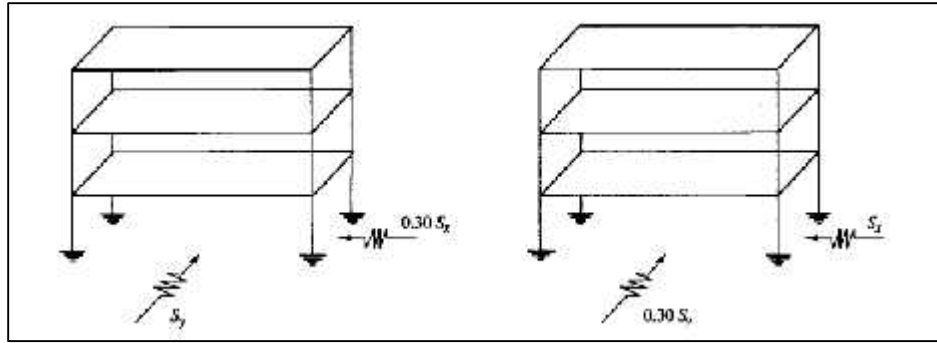
(RNC, Arto. 32-Ecuación 16, 2007)

Donde:

- $\Delta$  : Es el desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado;
- $H$  : Es la altura del entrepiso;
- $V$  : Es la fuerza cortante calculada en el entrepiso;
- $P_Y$  : Es el peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

#### 2.5.5. Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.



*Ilustración VI Efectos bidireccionales de la acción sísmica. Fuente: Bazán & Meli.*

## 2.6. ANÁLISIS DINÁMICO

En esta sección se desarrollará el procedimiento del método de análisis para sismos de la estructura, en el cual para este caso será el dinámico modal espectral. Su proceso de diseño se encuentra en el artículo 33 del Reglamento Nacional de Construcción.

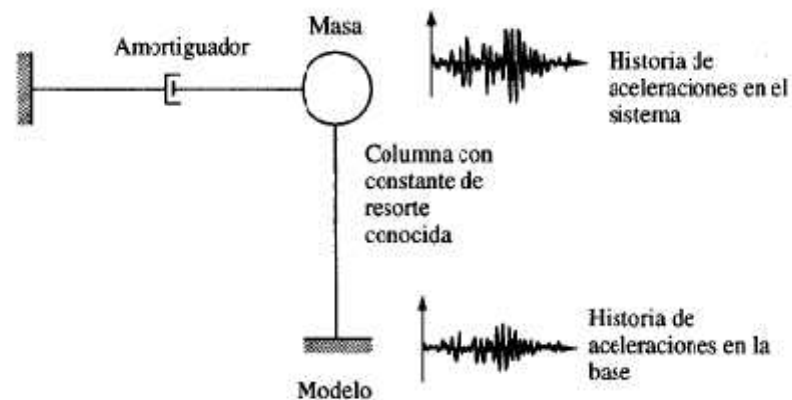
Después de haber obtenido los datos preliminares por medio del análisis estático, se procede a la realización del análisis dinámico, este se refiere al análisis de oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio.

Cuando se presenta una excitación del suelo, este movimiento sísmico transfiere energía al edificio que está cimentado sobre el suelo, de tal manera que la base del edificio sigue el movimiento del terreno, pero por otro lado está la masa del edificio que se opone a este movimiento generando fuerzas de inercia, que son las causantes del peligro y daño de la estructura. La flexibilidad de la estructura ante efectos de las fuerzas de inercia provoca que esta vibre de manera diferente a la del suelo, las fuerzas que se inducen en la estructura dependen tanto de la intensidad del movimiento, como también de las propiedades que posee la estructura como tal.



Los movimientos del suelo se amplifican por la vibración de la estructura de tal manera que las aceleraciones que estas tienen suelen ser varias veces mayores a las del terreno, la magnitud de dichas aceleraciones depende del amortiguamiento inherente de la estructura, así como también de la relación entre el periodo de la estructura y del suelo.

En edificios es generalmente aceptable la hipótesis de suponer que los pisos son diafragmas rígidos en su plano, es decir, que pueden distribuir las cargas horizontales según las rigideces de los elementos resistentes de apoyo, lo que permite expresar el movimiento lateral de cualquier punto del piso en términos de tres grados de libertad: dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor de un eje vertical (Bazán & Meli, 2002).



*Ilustración VII Oscilador simple de un grado de libertad. Fuente: Bazán & Meli.*

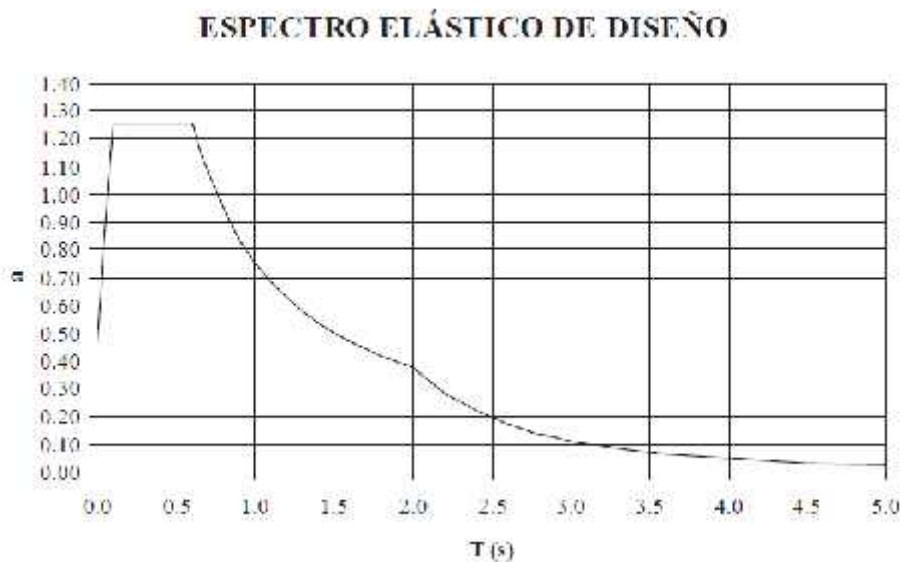
Para estimar una aproximación de la respuesta de la estructura, se considera en la ilustración anterior un sistema simple de un grado de libertad, el cual está conformado por una masa concentrada y un elemento resistente a cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento; el cual se caracteriza por su periodo fundamental de vibración.

El análisis modal espectral (o método de la respuesta espectral), es un método que permite estimar los modos de vibrar de la estructura, aceleraciones, fuerzas en los elementos de un sistema estructural y desplazamientos de entrepisos.

### 2.6.1. Espectros de diseño

En forma general, podemos definir un espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

Los espectros son una herramienta de gran utilidad en el diseño de construcciones sismorresistentes debido a que el ingeniero estructural puede estimar el valor máximo de la respuesta (usualmente en términos de aceleración) sin necesidad de evaluar la historia temporal completa (Crisafulli & Villafañe, 2002).



*Ilustración VIII Espectro elástico de diseño. Fuente: RNC-07.*

### 2.6.2. Revisión por cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se ha aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera la fuerza cortante basal  $V$ , es menor que:

$$0.8 \frac{a}{\Omega * Q'} W_E$$

(RNC, Arto. 33-Ecuación 26, 2007)

Es decir que si la relación entre el cortante dinámico y el estático es menor al 0.8 se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos correspondientes, en una proporción tal que  $V_a$ , iguale a este valor.

### 2.6.3. Desplazamiento lateral

Cuando para el análisis sísmico se use el método estático o alguno de los dinámicos, será necesario calcular los desplazamientos de la estructura en el estado límite de servicio de acuerdo con los siguientes criterios:

- **Cálculo de desplazamientos en estado límite de servicio:**

- a) Si para el análisis se ha usado el método estático, pero se ha ignorado el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el Arto.32 inciso a), los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor  $Q/2.5$ .
- b) Si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el Arto.32 inciso b), o si se ha utilizado el método dinámico espectral, los desplazamientos serán

los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor  $Q' \Omega / 2.5$ .

El valor de  $Q'$  se calculará para el periodo fundamental de la estructura.

- **Cálculo de desplazamientos en estado límite de colapso:**

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicados por el factor  $Q$ .

Cuando la estructura se analice por el método estático o el dinámico modal, se revisará que su rigidez lateral sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el Arto.34 inciso a), no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004.
- b) Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo señala el Artículo 34 inciso b), divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la Tabla 4 para los distintos sistemas estructurales. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes del Arto.38, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según el Arto.32 inciso e).

## **2.7. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO**

### **2.7.1. Diseño de la superestructura**

En este punto se llevará a cabo el proceso de diseño para determinar las dimensiones de los elementos que conformarán la superestructura del edificio tales como vigas, columnas y conexiones utilizando el método Load Resistance Factor Design (LRFD).

### **2.7.2. Método Load Resistance and Factor Load Design (LRFD)**

Tanto AISC (American Institute of Steel Construction) como AISI (American Iron and Steel Institute) tienen disposiciones de diseño por métodos alternativos, el tradicional de “Tensiones Admisibles” (Allowable Stress Design ASD) y el más moderno de “Factores de Carga y Resistencia” (Load & Resistance Factor Design LRFD). Dichas especificaciones recomiendan el diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), ya que es posible lograr una confiabilidad más uniforme bajo distintas demandas de cargas.

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límites. El término “estado límite” se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límites: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límites de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, entre otros.

Los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el

uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

La estructura no solo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño últimos, sino también las de servicio o trabajo en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella. Por ejemplo, un edificio alto debe diseñarse de manera que las deflexiones laterales no sean excesivas durante tormentas ordinarias, para que sus ocupantes no se atemoricen o padezcan mareos debido a ellas. Respecto al estado límite de resistencia la estructura se diseñará para resistir con seguridad la carga última asociada a la mayor tormenta de un periodo de 50 años, aunque se presenten daños menores en el edificio y los ocupantes sufran algunas molestias (McCormac & Csernak, 2003).

### **2.7.3. Diseño de la subestructura**

La subestructura o cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacentes (Nilson, 2001).

En el presente proyecto, las cimentaciones están conformadas por:

- Placas base.
- Pernos de anclaje.
- Pedestales.
- Zapatas.
- Vigas sismorresistentes.

Las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente. El concreto reforzado es un material muy adecuado para las zapatas y se usa así en edificios de concreto reforzado, de acero estructural, en puentes, torres y otras estructuras.

#### 2.7.4. Tipos de zapatas

Entre las diversas zapatas de concreto reforzado de uso común se cuentan: las zapatas corridas para muros, las zapatas aisladas, las zapatas combinadas, las losas de cimentación y las cabezas de pilotes (McCormac & Brown, 2011).

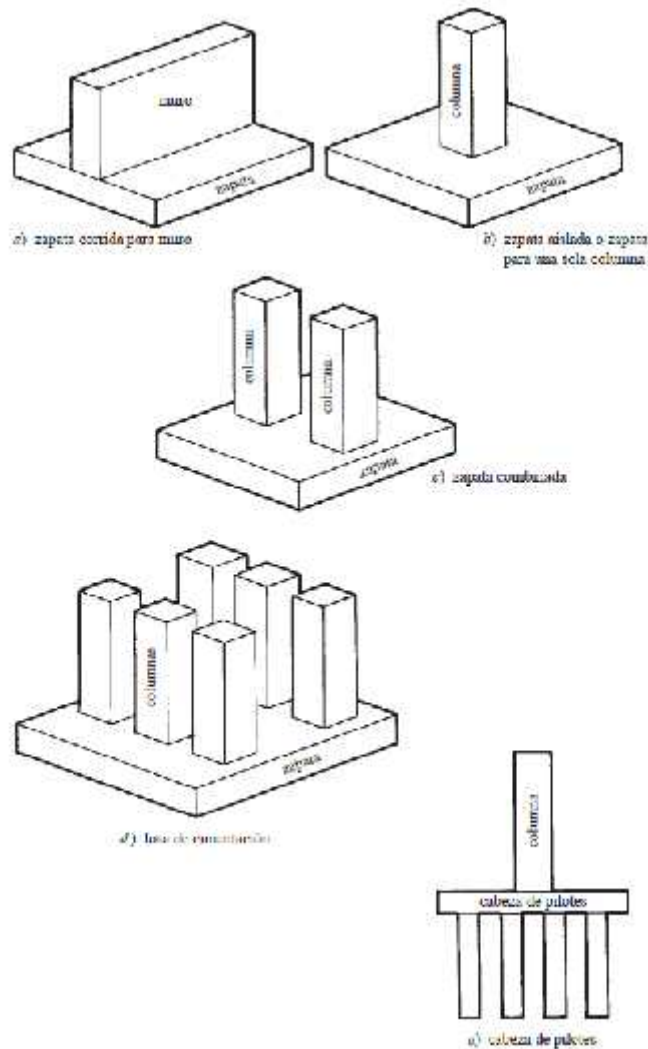


Ilustración IX Tipos de zapatas. Fuente: McCormac & Brown.

### 2.7.5. Placas base

Las placas base son elementos estructurales de conexión, que constituyen la interface entre las columnas de acero y la cimentación de concreto. Una placa base recibe las cargas de la columna de acero y las distribuye en un área mayor de concreto localizado bajo dicha placa. El área de distribución debe ser lo suficientemente grande para impedir que el concreto se sobreesfuerce y se fracture por aplastamiento.

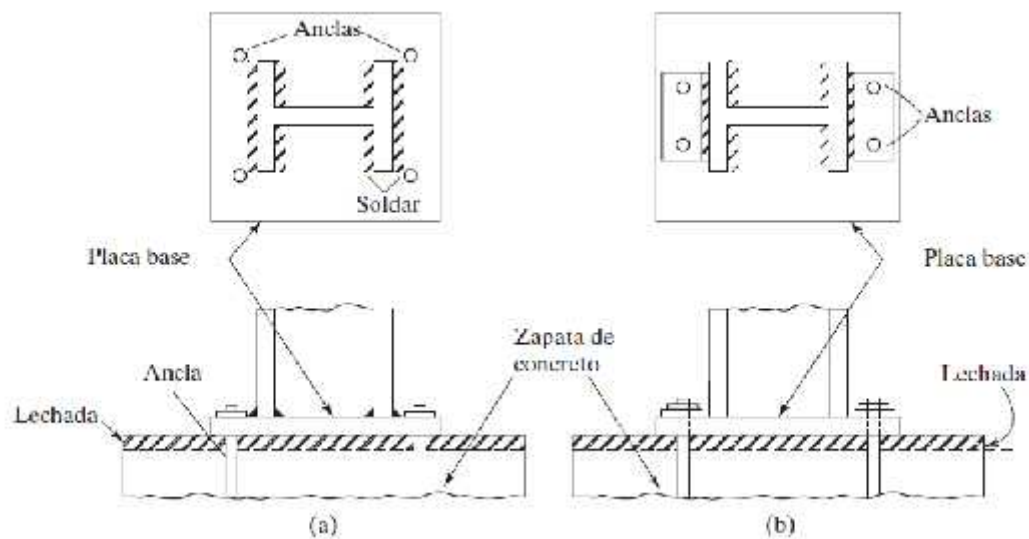


Ilustración X Placas base para columnas de acero. McCormac & Brown.

Para el proceso de diseño de las placas base de la estructura se hace referencia a la guía de diseño “*Base Plate and Anchor Rod Design-Second Edition*” del AISC.

## 2.8. HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES

### 2.8.1. Robot Structural Analysis Professional

Robot Structural es un software destinado al cálculo de estructuras que interconecta el análisis sencillo y avanzado con el diseño para cualquier material, todo ello bajo una intuitiva interfaz. Es un programa versátil y rápido, opera en el



entorno nativo Windows, comparte modelos de información (Building Information Modeling; BIM) y calcula modelos simples o complejos. Con sus herramientas para auto mallado de elementos finitos, algoritmos no lineales, y una amplia colección de normas de diseño internacionales de acero, madera y hormigón, permite un flujo de trabajo colaborativo y la interoperabilidad con enlaces bidireccionales en 3D a productos complementarios de Autodesk. Además, junto con una interfaz de programación de aplicaciones (API) abierta proporciona una solución escalable de análisis específicos de cada país para diferentes tipos de estructuras, incluyendo edificios, puentes, civiles y estructuras especiales (2ACAD Global Group, s.f.).

### **2.8.2. Microsoft Excel**

Excel es un programa informático desarrollado por Microsoft y forma parte de Office que es una suite ofimática la cual incluye otros programas como Word y PowerPoint. Excel se distingue de los demás programas porque nos permite trabajar con datos numéricos, es decir, podemos realizar cálculos, crear tablas o gráficos y también podemos analizar los datos con herramientas tan avanzadas como las tablas dinámicas (EXCELTOTAL, s.f.).



# ***DISEÑO METODOLÓGICO***

---

## CAPITULO III

### 3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

<b>Ubicación</b>	: Zona urbana de la ciudad de Estelí en distrito 1, barrio Miguel Alonso
<b>Niveles</b>	: 2 niveles con cubierta de techo liviana.
<b>Altura</b>	: 7.5678 m.
<b>Superficie</b>	: 532.0224 m <sup>2</sup>
<b>Dimensiones</b>	: 9.36m x 28.42m.

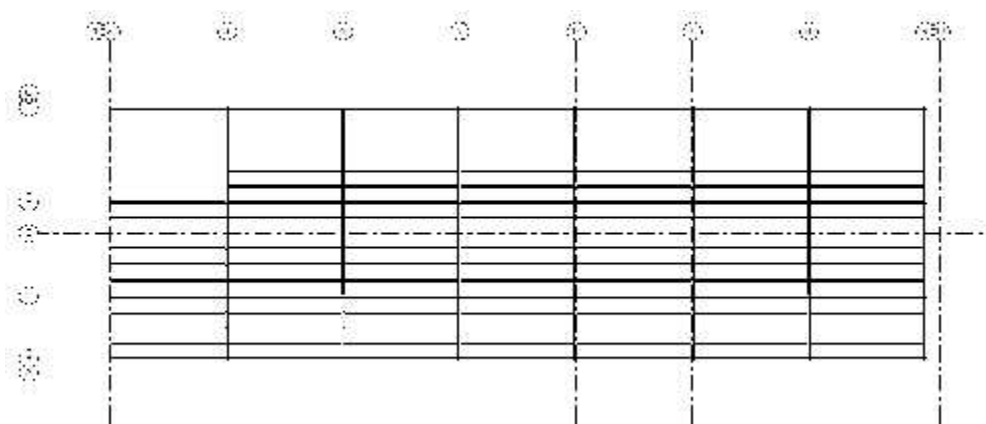


Ilustración XI Vista de planta de la estructura. Nivel 1. Fuente: Propio.

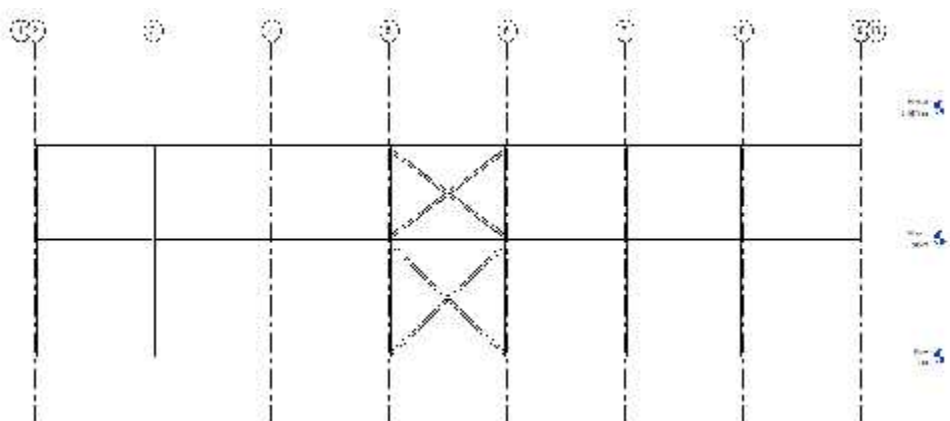


Ilustración XII Vista de elevación de la estructura. Ejes B y F. Fuente: Propio.

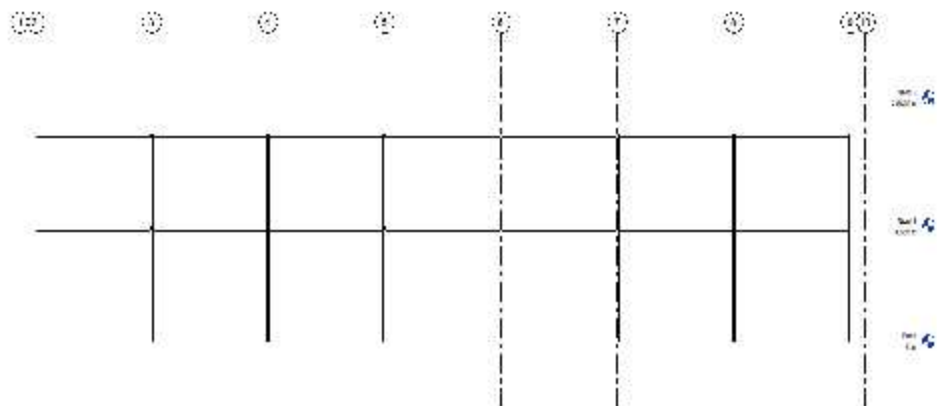


Ilustración XIII Vista de elevación de la estructura. Eje C. Fuente: Propio.

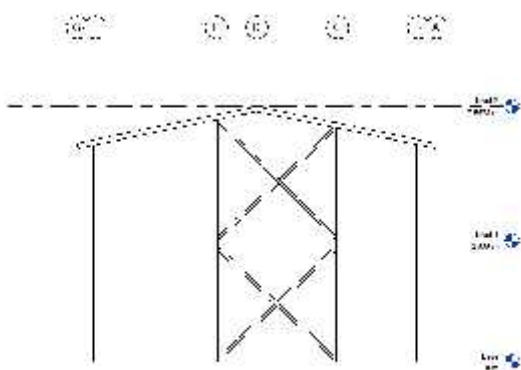


Ilustración XIV Vista de elevación de la estructura. Ejes 2, y 9. Fuente: Propio.

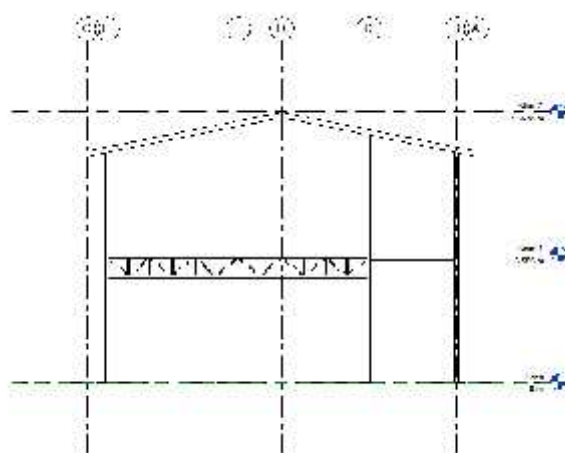


Ilustración XV Vista de elevación de la estructura. Ejes 4, 6, y 8. Fuente: Propio.

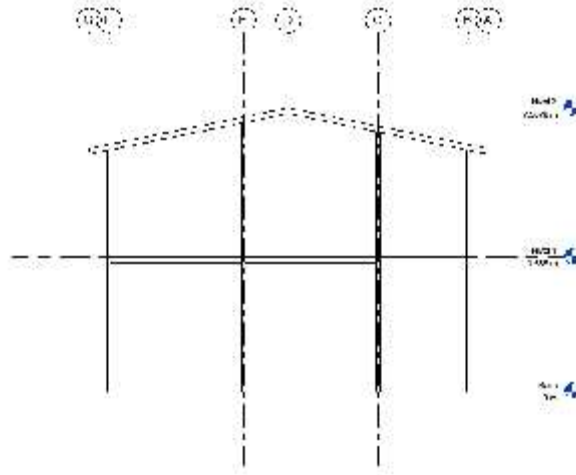


Ilustración XVI Vista de elevación de la estructura. Ejes 3, 5, y 7. Fuente: Propio.

### 3.2.COMPOSICIÓN DE LA ESTRUCTURA

<b>Sistema estructural</b>	Marcos de acero tipo OMF
<b>Paredes exteriores e interiores</b>	Estructura metálica con DensGlass en una cara y lámina Ultralight en interior
<b>Sistema de techo</b>	Lámina ondulada Eureka P-7 con caída a dos aguas. Pendiente de 21%
<b>Cielo falso</b>	Yeso con perfiles de aluminio
<b>Sistema de entrepiso</b>	Lámina de fibrocemento Plystone
<b>Tipo de cimentación</b>	Zapata aislada de concreto reforzado

Tabla II Composición de la estructura. Fuente: Propio.

### 3.3.PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Acero estructural (ASTM A36)	
Esfuerzo de fluencia	2531.05 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad	2038901.85 kg/cm <sup>2</sup>
Peso volumétrico	7849.05 kg/m <sup>3</sup>
Concreto	
Esfuerzo de compresión	210.92 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad	219498.32 kg/cm <sup>2</sup>
Peso volumétrico	2400.00 kg/m <sup>3</sup>
Mortero	
Peso volumétrico	2100.00 kg/m <sup>3</sup>

Tabla III Propiedades de los materiales. Fuente: Propio.

### 3.4. CARGAS DE DISEÑO

#### 3.4.1. Acciones permanentes

A continuación, se detallan los pesos considerados de los materiales, tomados del Anexo A del RNC-07:

Accesorios eléctricos	10 kg/m <sup>2</sup>
Cielo falso	8 kg/m <sup>2</sup>
Cerámica	30 kg/m <sup>2</sup>
Lamina Plystone C. 22 mm	33 kg/m <sup>2</sup>
Lamina ondulada Eureka P-7	18 kg/m <sup>2</sup>
Cerramientos	23 kg/m <sup>2</sup>

*Tabla IV Pesos específicos de los materiales. Fuente: RNC-07.*

#### 3.4.2. Cargas variables

Para el análisis de las cargas vivas se calculan las cargas de techo y cargas de entepiso teniendo en cuenta los criterios del Arto.10 y Arto.11 del RNC-07.

A continuación, se detallan los valores de cargas vivas tomados en el diseño:

DESTINO	MÁXIMA (CV)	INCIDENTAL (CVR)
Salones de clase: Universidad	250 kg/m <sup>2</sup>	200 kg/m <sup>2</sup>
Techos livianos	10 kg/m <sup>2</sup>	10 kg/m <sup>2</sup>

*Tabla V Cargas vivas. Fuente: RNC-07.*

#### 3.4.3. Acciones accidentales

Para la acción de estas cargas sísmicas se considerarán los efectos bidireccionales del movimiento del terreno, que toman el 100 % de los efectos del componente que actúa en esa dirección y el 30% del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables, esto según el Arto.32, inciso f) del RNC-07.

### 3.4.4. Combinaciones de cargas

Cabe destacar que para este caso de estudio no se consideran cargas de vientos por ser una zona urbana en donde las cargas sísmicas son predominantes. Con esta aclaración, se procede a mostrar en la Tabla I-5 las combinaciones de cargas utilizadas en el modelo:

N°	Cargas mayoradas	Carga muerta (CM)	Carga viva (CV)	Sismo X-X (FSx)	Sismo Y-Y (FSy)	Presión del suelo (PS)	Presión del viento (PZ)
1	1.4(CM)	1.4					
2	1.2(CM)+1.6(CV)+PS	1.2	1.6			1.6	
3	1.2(CM)+1.6(PZ)+CV	1.2	1				1.6
	1.2(CM)+FS+CV						
4	1.2(CM)+FS+CV	1.2	1	1	0.3		
5	1.2(CM)+FS+CV	1.2	1	1	-0.3		
6	1.2(CM)+FS+CV	1.2	1	0.3	1		
7	1.2(CM)+FS+CV	1.2	1	0.3	-1		
8	1.2(CM)+FS+CV	1.2	1	-1	0.3		
9	1.2(CM)+FS+CV	1.2	1	-1	-0.3		
10	1.2(CM)+FS+CV	1.2	1	-0.3	1		
11	1.2(CM)+FS+CV	1.2	1	-0.3	-1		
12	0.9(CM)+1.6(PZ)+1.6(PS)	0.9				1.6	1.6
	0.9(CM)+FS+1.6(PS)						
13	0.9(CM)+FS+1.6(PS)	0.9		1	0.3	1.6	
14	0.9(CM)+FS+1.6(PS)	0.9		1	-0.3	1.6	
15	0.9(CM)+FS+1.6(PS)	0.9		0.3	1	1.6	
16	0.9(CM)+FS+1.6(PS)	0.9		0.3	-1	1.6	
17	0.9(CM)+FS+1.6(PS)	0.9		-1	0.3	1.6	
18	0.9(CM)+FS+1.6(PS)	0.9		-1	-0.3	1.6	
19	0.9(CM)+FS+1.6(PS)	0.9		-0.3	1	1.6	
20	0.9(CM)+FS+1.6(PS)	0.9		-0.3	-1	1.6	

Tabla VI Combinaciones de cargas. Coeficientes según RNC-07 para resistencia última.

### 3.5. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

En esta parte del trabajo se diseñarán todos los elementos que, si bien son modelados en el software Robot Structural, únicamente se van a considerar las fuerzas que estos elementos van a transmitir a los elementos principales de la estructura, para que estos sean diseñados sobre las fuerzas actuantes en la estructura.



### 3.5.1. Largueros de techo

Las secciones de acero a utilizar en los largueros de techo serán perlines de acero estructural ASTM A36, laminados en frío.

#### 3.5.1.1. Características del larguero

Claro libre:	$L = 4.06 \text{ m}$
Separación:	$S = 1.10 \text{ m}$
Peso específico del acero:	$\gamma_a = 7849.05 \text{ k/m}^3$
Sección propuesta:	P-125x50x3

#### 3.5.1.2. Propiedades geométricas de la sección

Área de la sección transversal:	$A = 6.75 \text{ cm}^2$
Inercia en el eje X-X:	$I_x = 152.46 \text{ cm}^4$
Inercia en el eje Y-Y:	$I_y = 19.73 \text{ cm}^4$
Módulo de sección en el eje X-X:	$S_x = 24.39 \text{ cm}^3$
Módulo de sección en el eje Y-Y:	$S_y = 7.89 \text{ cm}^3$

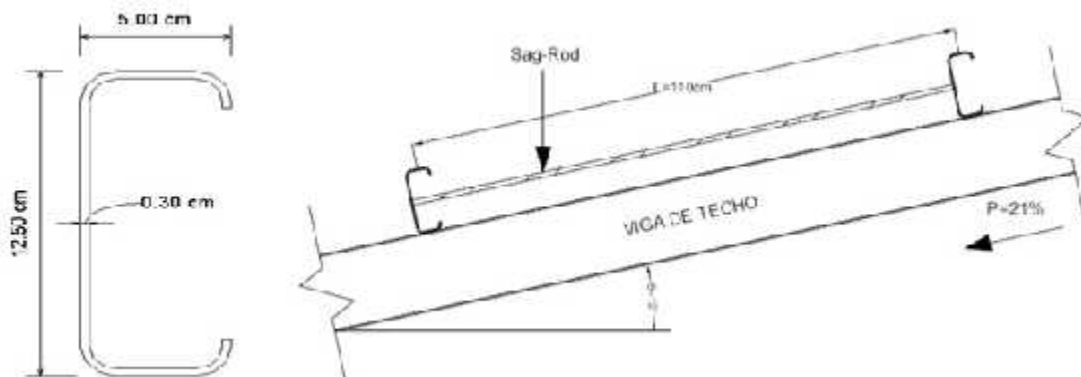


Ilustración XVII Sección P-125x50x3 (Detalle de unión). Fuente: Propio.

### 3.5.1.3. Cargas gravitacionales

Cubierta de techo (Eureka P-7)	$= 18 \text{ k } /m^2/ci \quad 11.86^\circ = 18.39 \text{ k } /m^2$
Accesorios	$= 10 \text{ k } /m^2$
Cielo Falso	$= 8 \text{ k } /m^2$
P-125x50x3	$= 5.29 \text{ k } /m/1.10 \text{ m}/ci \quad 11.86^\circ = 4.91 \text{ k } /m^2$
Total	$= 41.30 \text{ k } /m^2$

Carga viva uniforme (Arto.11 RNC-07)	$= 10 \text{ k } /m^2$
Carga viva puntual (Arto.11 RNC-07)	$= 100 \text{ k}$
CM+CV	$= 51.30 \text{ k } /m^2$

### 3.5.1.4. Clasificación de la estructura por viento

Tipo (Arto.45, RNC-07)	$= 1$ (Estructura cerrada poco sensible)
Zona (Figura 7, RNC-07)	$= 2$ (Estelí)
Terreno (Tabla 6, RNC-07)	$= R2$ (Terreno plano u ondulado)

### 3.5.1.5. Velocidad de diseño del viento

a) Velocidad regional ( $V_R$ ; Arto.50, RNC-07)

Grupo (Arto.20, RNC-07)	$= A$ (Estructura esencial)
$V_R$ (Tabla 5, RNC-07)	$= 60 \text{ m/s}$

b) Factor de variación con la altura ( $F_u$ , Arto.51, RNC-07)

Para terreno R2	$\alpha = 0.128$
	$\delta = 315 \text{ m}$
Altura máxima de la estructura	$Z = 7.5678 \text{ m}$

- Si  $Z \leq 10 \text{ m}$   $F_u = 1.0$
- Si  $10 \text{ m} < Z < \delta$   $F_u = (Z/10)^a$
- Si  $Z \geq \delta$   $F_u = (\delta/10)^a$

Usar  $F_u = 1.0$

c) Factor correctivo por topografía y rugosidad ( $F_T$  , Arto.52, RNC-07)

Tipo de topografía (Figura 8, RNC-07) = T3 (Terreno prácticamente plano)

Terreno (Tabla 6, RNC-07) = R2 (Terreno plano u ondulado)

$F_T$  (Tabla 7, RNC-07) = 1

d) Velocidad de diseño ( $V_D$ , Arto.49, RNC-07)

$$V_D = F_T * F_a * V_R^2 = 1 * 1 * (60 \text{ m/s})^2 = 60 \text{ m/s}$$

### 3.5.1.6. Factores y presión del viento sobre el techo

a) Factores de presión ( $C_p$ , Tabla 8, RNC-07)

- Techo inclinado, lado de sotavento:

$$C_p = -0.70$$

- Techo inclinado, lado de barlovento:

$$C_p = -0.80 < 0.04 * \theta - 1.6 < 1.8$$

$$C_p = (0.04 * 11.86^\circ) - 1.6 = -1.13$$

Se adopta el valor de -0.80 debido a que el coeficiente calculado se aleja de la condición.

b) Presión de diseño ( $P_Z$ , Arto.53, RNC-07)

Se determina por la siguiente ecuación:

$$P_Z = 0.0479 * C_P * V_D^2$$

- Presión a sotavento:

$$P_Z = 0.0479 * -0.70 * (60 \text{ m/s})^2 = -120.71 \text{ k /m}^2$$

- Presión a barlovento:

$$P_Z = 0.0479 * -0.80 * (60 \text{ m/s})^2 = -137.95 \text{ k /m}^2$$

### 3.5.1.7. Cálculo de fuerzas de diseño

a) Para cargas gravitacionales:

$$W_{L1} = 51.30 \text{ k /m}^2 \quad \theta = 11.86^\circ \text{ (Ver Ilustración I- 8)}$$

$$W_S = W_{L1} * C_{\theta} * S = 51.30 \text{ k /m}^2 * C_{11.86^\circ} * 1.10 \text{ m} = 55.23 \text{ k /m}$$

$$W_X = W_S * C_{\theta} = 55.23 \text{ k /m} * C_{11.86^\circ} = 54.05 \text{ k /m}$$

$$W_Y = W_S * S_{\theta} = 55.23 \text{ k /m} * S_{11.86^\circ} = 11.35 \text{ k /m}$$

$$C = 100 \text{ k}$$

$$P_X = 100 \text{ k} * C_{11.86^\circ} = 97.87 \text{ k}$$

$$P_Y = 100 \text{ k} * S_{11.86^\circ} = 20.55 \text{ k}$$

*Considerando Sag-rods al centro del claro*

Al considerar Sag-rods al centro del claro, la longitud del claro se reduce a la mitad, es decir  $L_r = 2.03 \text{ m}$ . El momento  $M_Y$  se reduce a  $(W_Y * L_r)^2 / 32$ .

$$M_X = \frac{W_X * L^2}{8} + \frac{P_X * L}{4}$$

$$\frac{54.05 \text{ k /m} * (4.06 \text{ m})^2}{8} + \frac{97.87 \text{ k} * 4.06 \text{ m}}{4} = 210.70 \text{ k} - \text{m}$$

$$M_Y = \frac{W_Y * L_Y^2}{32}$$

$$\frac{11.35 \text{ k /m} * (2.03 \text{ m})^2}{32} = 1.46 \text{ k} - \text{m}$$

b) Para cargas muertas y viento:

Al realizar el cálculo de las presiones del viento sobre el techo se adoptará únicamente el valor de la presión a barlovento debido a que es la que genera mayor esfuerzo sobre el larguero, es decir, es el caso más crítico.

$$W_C = C * S = 41.30 \text{ k /m}^2 * 1.10 \text{ m} = 45.43 \text{ k /m}$$

$$W_{C_x} = W_C * \cos \theta = 45.43 \text{ kg/m} * \cos 11.86^\circ = 44.46 \text{ kg/m}$$

$$W_{C_y} = W_C * \sin \theta = 45.43 \text{ k /m} * \sin 11.86^\circ = 9.34 \text{ k /m}$$

- Lado de barlovento

$$W_{V_x} = P_z * S = -137.95 \text{ k /m}^2 * 1.10 \text{ m} = -151.75 \text{ k /m}$$

$$M_X = \frac{(W_{C_x} - W_{V_x}) * L^2}{8}$$

$$\frac{(44.46 \text{ k /m} - 151.75 \text{ k /m}) * (4.06 \text{ m})^2}{8} = -221.05 \text{ k} - \text{m}$$

$$M_Y = \frac{W_{cy} * L_r^2}{32}$$

$$\frac{9.34 \text{ k/m} * (2.03 \text{ m})^2}{32} = 1.20 \text{ k-m}$$

El diseño se ve regido por la acción de las cargas muertas más la presión del viento para la dirección X mientras que para la dirección Y se deberá diseñar a partir de la acción de las cargas gravitacionales.

#### 3.5.1.8. Revisión por flexión biaxial

Para la sección propuesta P-125x50x3

$$F = 2531.05 \text{ k/cm}^2$$

$$E = 2038901.78 \text{ k/cm}^2$$

$$F_c = 0.6 * F = 0.6 * 2531.05 \text{ k/cm}^2 = 1518.63 \text{ k/cm}^2$$

$$S_x = 24.39 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 7.89 \text{ cm}^3$$

$$fb = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} = \frac{22104.99 \text{ k-cm}}{24.93 \text{ cm}^3} + \frac{146.17 \text{ k-cm}}{7.89 \text{ cm}^3} = 924.70 \text{ k/cm}^2$$

La sección P 125x50x3 es satisfactoria por flexión biaxial debido a que  $F > fb$ .

#### 3.5.1.9. Revisión de deflexiones

La deflexión por efecto de las cargas muertas y viento puede estimarse como:

$$\Delta_{máx} = \frac{5 W * L^4}{384 * E * I_x}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 (96.65 * 1.10/100)(4.06 * 100)^4 * \cos 11.86^\circ}{384 * 2038901.78 * 152.46} = 1.18 \text{ cm}$$

De acuerdo con el Arto.82 del RNC-07 la deflexi3n permisible es de:

$$\Delta_p = \frac{L}{240}$$

$$\Delta_p = \frac{406}{240} = 1.69 \text{ cm}$$

La secci3n P-125x50x3 es satisfactoria debido a que la acci3n de las cargas muertas y la presi3n del viento generan una deflexi3n de 1.18 cm lo cual est3 por debajo de lo permitido en el RNC-07 que es de 1.69 cm para el caso en estudio.

Dise1o de Sag-Rods

$$T_{m\acute{a}x} = W_{ti} * S * L_r * L_{vno} + P_Y$$

Donde:

$$W_{ti} = 51.30 \text{ k /m}^2$$

$$\theta = 11.86^\circ$$

$$L_r = 2.03 \text{ m}$$

$$L_{vno} = 5.31 \text{ m}$$

$$P_Y = 20.55 \text{ k}$$

$$T_{m\acute{a}x} = 51.30 \text{ k /m}^2 * S * 11.86^\circ * 2.03 \text{ m} * 5.31 \text{ m} + 20.55 \text{ k} = 134.13 \text{ k}$$

$$A = \frac{T_{m\acute{a}x}}{0.9 * F}$$

$$A = \frac{135.67 \text{ k}}{0.9 * 2531.05 \text{ k /cm}^2} = 0.06 \text{ cm}^2$$

Usar varilla lisa #3 ASTM A36.

Usar sección propuesta P 125x50x3 laminada en frío acero ASTM A36 con Sag-Rods al centro del claro de varilla lisa #3 ASTM A-36.

### 3.5.2. Losa de entrepiso

Para el diseño de la losa de entrepiso, se propone usar lamina aligerada Plystone calibre 22.

#### 3.5.2.1. Cargas gravitacionales

Piso cerámico	= 30 k /m <sup>2</sup>
Mortero	= 2100 k /m <sup>3</sup> * 0.0254 m = 53.34 k /m <sup>2</sup>
Accesorios	= 10 k /m <sup>2</sup>
Cielo falso	= 8 k /m <sup>2</sup>
Total	= 101.34 k /m <sup>2</sup>
Carga viva	= 250 k /m <sup>2</sup>

$$C = 1.2(C_d) + 1.6(C_l)$$

$$C = 1.2(101.34 \text{ kg/m}^2) + 1.6(250 \text{ kg/m}^2) = 521.61 \text{ kg/m}^2$$

Para determinar el espaciamiento de los apoyos de la losa de entrepiso se hace referencia a la siguiente tabla:



SEPARACIÓN (cm)	SOBRECARGA PERMISIBLE (kg/m <sup>2</sup> )
40.60	1401
61	413

Tabla VII Sobrecargas permisibles por lámina Plystone. Fuente: Plycem

Es necesario realizar una interpolación para determinar la separación necesaria para resistir el esfuerzo de la carga última.

$$\frac{61 \text{ cm} - 40.60 \text{ cm}}{61 \text{ cm} - X} = \frac{413 \text{ kg/m}^2 - 1401 \text{ kg/m}^2}{413 \text{ kg/m}^2 - 521.61 \text{ kg/m}^2} = 58.76 \text{ cm}$$

Constructivamente, es necesario colocar apoyos a cada 58.5 cm para poder resistir los esfuerzos actuantes por la acción de las cargas muertas y cargas vivas mayoradas.

Los apoyos serán diseñados en el software Robot Structural tomando en cuenta únicamente las cargas muertas y las cargas vivas con sus factores de mayoración por resistencia última.

### 3.6. ANÁLISIS SÍSMICO

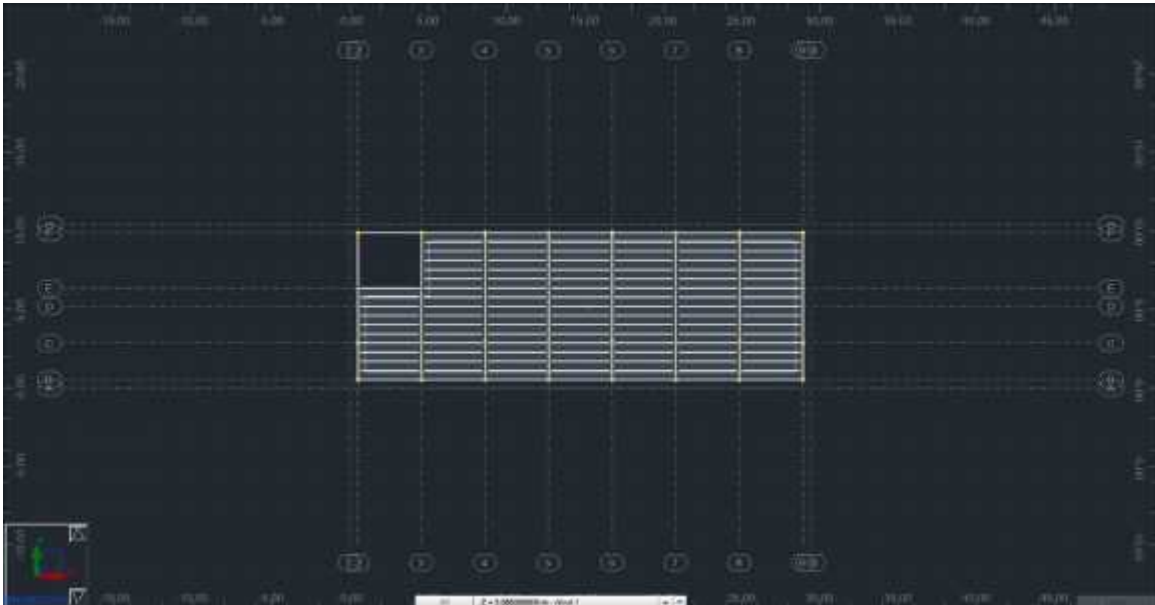
#### 3.6.1. Grupo

Dado que la estructura está destinada a ser un pabellón multiusos, esta se clasifica en el “**Grupo A**” como “**ESTRUCTURAS ESCENCIALES**”.

#### 3.6.2. Condiciones de regularidad

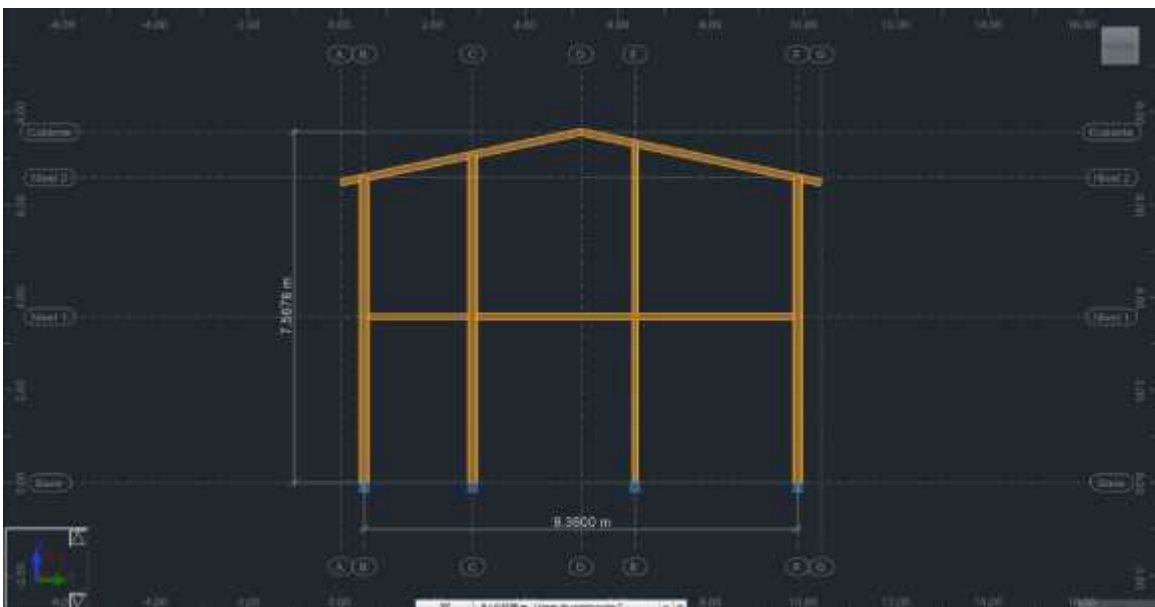
1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.

Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. (CUMPLE)



*Ilustración XVIII Vista de planta de ejes ortogonales de la estructura. Fuente: Propio.*

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.  
( $7.5678 \text{ m} / 9.36 \text{ m} = 0.8085$ ; CUMPLE)



*Ilustración XIX Elevación estructural en relación a dimensión menor de la estructura. Fuente: Propio.*

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5. ( $28.42m/9.36m = 3.0363$ ; NO CUMPLE)

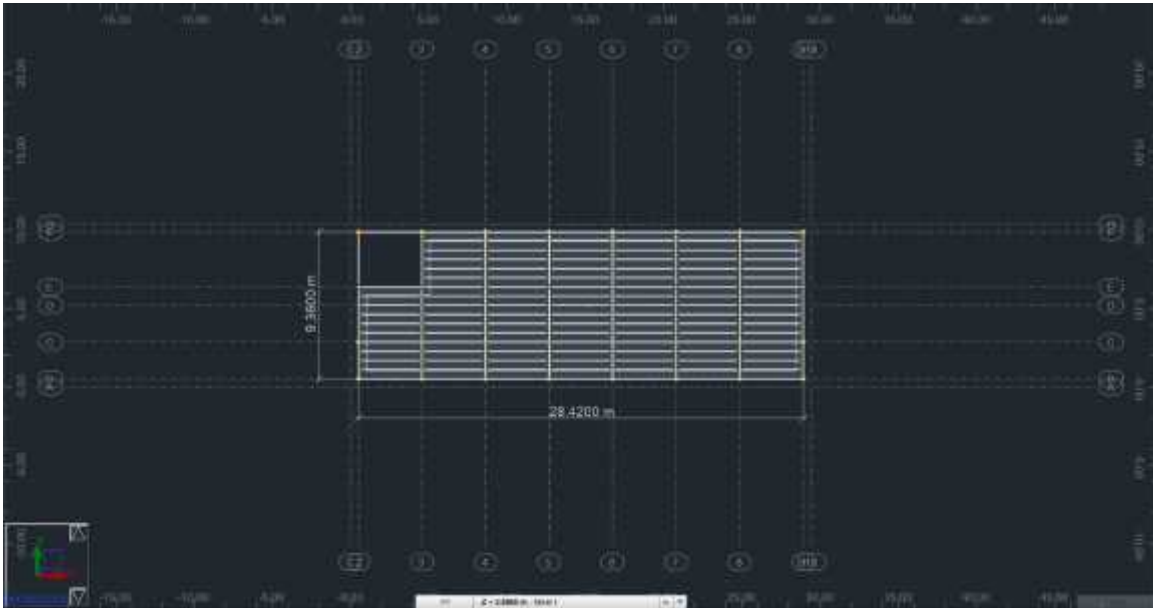


Ilustración XX Relación largo-ancho de la base de la estructura. Fuente: Propio.

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente. (CUMPLE)

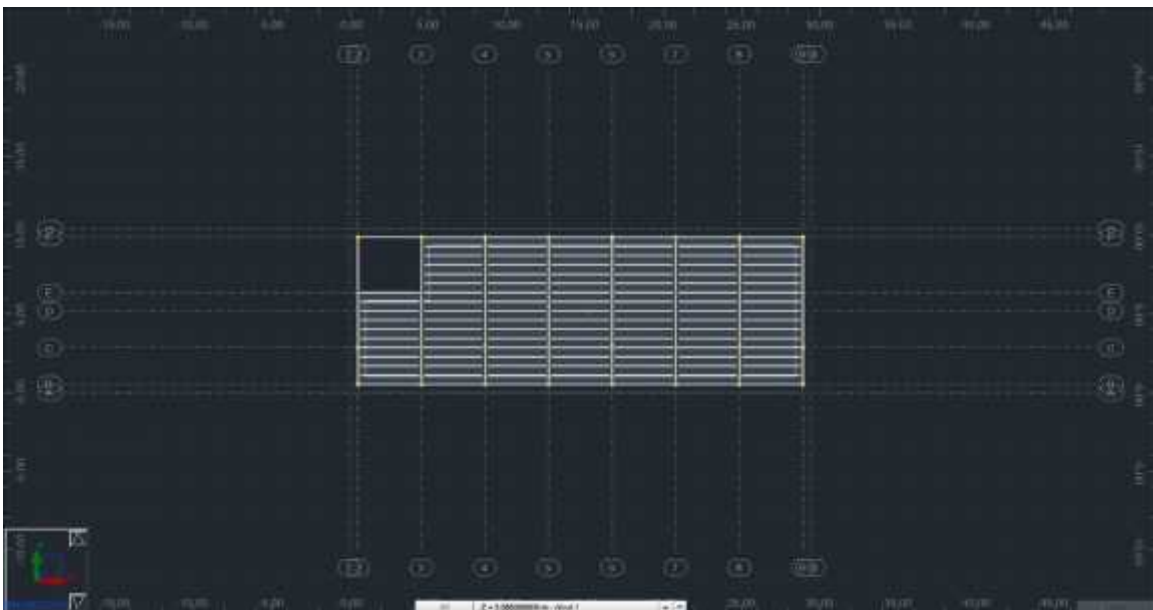
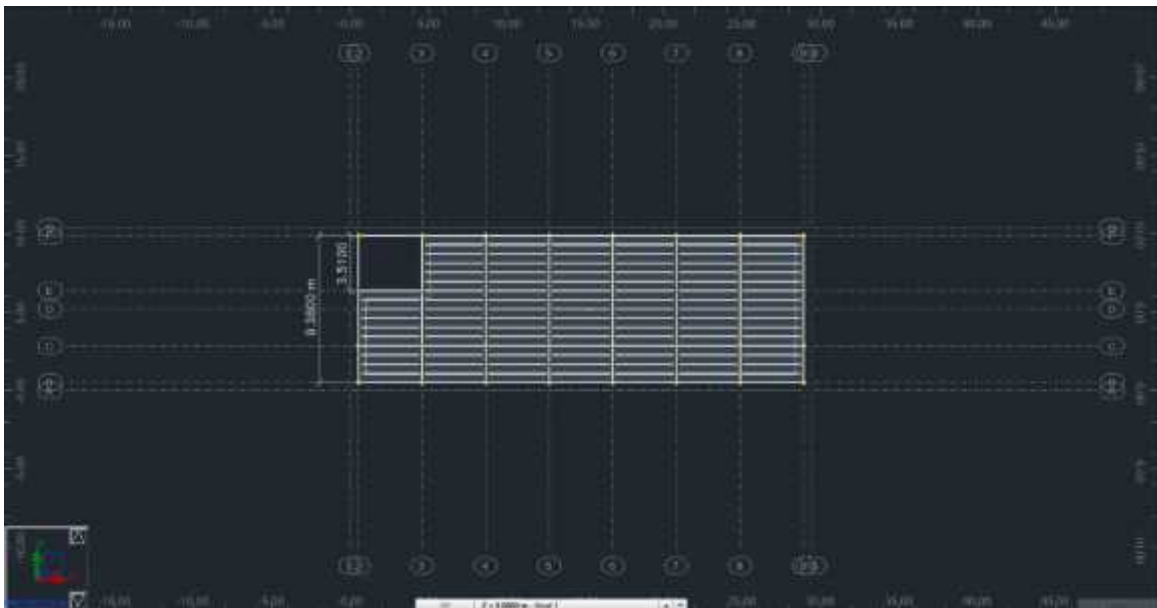


Ilustración XXI Vista en planta de la estructura en ausencia de entrantes y salientes. Fuente: Propio.

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.  
(CUMPLE)
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta. ( $3.51\text{ m} / 9.36\text{ m} = 0.375 = 37.5\%$ ; NO CUMPLE)



*Ilustración XXII Vista en planta de abertura de escaleras en entrepiso. Fuente: Propio.*

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, no es menor que 70 por ciento de dicho peso. ( $25908.92\text{ k} / 109165.89\text{ k} = 0.24 = 23.73\%$ ; NO CUMPLE)

<b>PESO DE CADA NIVEL</b>	
<b>2do NIVEL</b>	<b>1er NIVEL</b>
25908.92 kg	109165.89 kg

*Tabla VIII Pesos de cada nivel de la estructura. Fuente: Propio.*

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. (CUMPLE)
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas. (CUMPLE)
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito. (CUMPLE)
11. La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito. (CUMPLE)
12. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada. (CUMPLE)

<b>COORDENADAS DE CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ</b>					
	<b>1er Nivel</b>			<b>2do Nivel</b>	
	<b>X</b>	<b>Y</b>		<b>X</b>	<b>Y</b>
CM (m)	15.3110	5.1085	CM (m)	14.7444	5.3368
CR (m)	15.2411	4.4277	CR (m)	15.2411	4.4277
ed (%)	0.2457	7.1666	ed (%)	1.7478	9.5690

*Tabla IX Coordenadas de los centros de masa y rigidez de la estructura. Fuente: Propio.*

Como se puede observar, en este caso en estudio no se cumplen con 3 condiciones de regularidad, por lo tanto, se considera una estructura irregular. Debido a esto, el factor de ductilidad  $Q'$  debe reducirse.

### **3.6.3. Corrección por irregularidad**

El factor de reducción  $Q'$  definido en el Arto. 21 del RNC-07 debe ser multiplicado por 0.8 debido a que no se cumple con 3 condiciones de regularidad, por lo tanto, se usará un factor  $Q' = 1.6$ .

### **3.6.4. Zonificación sísmica e isoaceleración**

Debido a que la estructura se pretende construir en la ciudad de Estelí, esta se encuentra dentro de la zona sísmica B con un valor de isoaceleración del terreno de  $a_g = 0.19$ .

### **3.6.5. Influencia del suelo y período del edificio**

Para el sitio donde se cimentará el edificio, se considera un suelo de tipo III según la clasificación en el Arto. 25 del RNC-07 el cual es un suelo moderadamente blando y por encontrarse en la zona sísmica B se considera un factor de amplificación del suelo  $S = 2.2$ .

### **3.6.6. Fuerza sísmica horizontal**

Para determinar las fuerzas sísmicas horizontales tanto para la dirección  $X$  como para la dirección  $Y$ , se empleará la formula N°11 del Arto 32, inciso b) del RNC-07 multiplicadas por 1.5 por ser una estructura esencial:

$$F_i = C * W_i h_i * \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i}$$

El coeficiente sísmico  $c$  es obtenido a partir de la siguiente fórmula:

$$c = \frac{V_o}{W_o} = \frac{S(2.7 * a_o)}{Q' \Omega} = \frac{2.2(2.7 * 0.19)}{1.6 * 2} = 0.3527$$

Dicho coeficiente no debe ser nunca menor que  $S * a_o$  ( $2.2 * 0.19 = 0.4180$ )

El coeficiente sísmico que se deberá utilizar será el de 0.418.

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos a partir de la ecuación anterior:

<b>FUERZAS SISMICAS</b>				
<b>DIRECCION X</b>				
<b>NIVEL</b>	<b>hi (m)</b>	<b>Wi (kg)</b>	<b>Wihi</b>	<b>Fi (kg)</b>
2do Nivel	6.58500	25908.9150	170610.2055	25711.8796
1er Nivel	3.5850	109165.8913	391359.7204	58980.0240

Tabla X Fuerzas sísmicas de cada nivel de la estructura. Fuente: Propio.

### 3.6.7. Reducción de las fuerzas sísmicas

Opcionalmente pueden adoptarse fuerzas sísmicas menores que las calculadas según el Arto.32, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g * \sum F_i X_i}}$$

A partir de la aplicación de las fuerzas sísmicas obtenidas con la ecuación N°11, se obtienen los desplazamientos tanto para la dirección  $X$  y  $Y$  de la estructura obteniendo los siguientes resultados:

<b>DESPLAZAMIENTOS LATERALES</b>		
<b>NIVEL</b>	<b>X<sub>i</sub> (cm)</b>	<b>Y<sub>i</sub> (cm)</b>
<b>Nivel 2</b>	7.1064	2.1643
<b>Nivel 1</b>	3.4812	1.2167

Tabla XI Desplazamientos laterales obtenidos a partir de la ecuación N°11 del RNC-07. Fuente: Propio.

En la siguiente tabla se muestran los períodos aproximados de la estructura a partir de las fuerzas aplicadas en los centros de gravedad de cada nivel y la obtención de sus desplazamientos:

<b>PERÍODOS APROXIMADOS DE LA ESTRUCTURA</b>						
<b>WiXi<sup>2</sup></b>	<b>FiXi</b>	<b>Tx (s)</b>	<b>δy (cm)</b>	<b>WiYi<sup>2</sup></b>	<b>FiYi</b>	<b>Ty (s)</b>
1308410.45	182717.95	<b>0.52</b>	2.1643	121366.594	55649.1832	<b>0.30</b>
1322958.71	205321.584		1.2167	161612.78	71762.7896	
2631369.16	388039.535		Σ	282979.374	127411.973	

Tabla XII Períodos aproximados de la estructura en las direcciones X, Y. Fuente: Propio.

Cada una de las fuerzas laterales se tomará como:

$$F_i = \frac{a}{\Omega * Q} W_i h_i \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i}$$

Para obtener la aceleración espectral ( $a$ ), se hace referencia al Arto.27 del RNC-07 la cual debe ser multiplicada por 1.5 debido a que es una estructura del grupo A, a partir de las siguientes condiciones:

- $a = S \left[ a_0 + (d - a_c) \frac{T}{T_u} \right]$   $s \ T < T_u$
- $a = S$   $s \ T_u \leq T \leq T_b$
- $a = S \left( \frac{T_b}{T} \right)$   $s \ T_b \leq T \leq T_c$
- $a = S \left( \frac{T_b}{T_c} \right) \left( \frac{T_c}{T} \right)^2$   $s \ T > T_c$

Donde  $T_u = 0.1$ ,  $T_b = 0.6$  y  $T_c = 2$  segundos.



La aceleración espectral para la obtención de las fuerzas sísmicas en ambas direcciones será calculada con la segunda condición debido a que el periodo fundamental de vibración para la dirección  $X$  y la dirección  $Y$  queda contenido en el rango de  $T_u \leq T \leq T_b$ ; por lo que las fuerzas sísmicas serán las mismas para ambas direcciones.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de las fuerzas sísmicas reducidas para cada nivel de la edificación:

<b>FUERZAS SISMICAS</b>				
<b>NIVEL</b>	<b>DIRECCION X</b>			
	<b>hi (m)</b>	<b>Wi (kg)</b>	<b>Wihi</b>	<b>Fi (kg)</b>
2do Nivel	6.58500	25908.9150	170610.2055	21694.3984
1er Nivel	3.5850	109165.8913	391359.7204	49764.3952

Tabla XIII Fuerzas sísmicas reducidas de cada nivel de la estructura. Fuente: Propio.

### 3.6.8. Efectos de torsión

Para considerar los efectos de torsión es necesario calcular la excentricidad torsional de rigideces en cada entrepiso ( $e_s$ ); esta excentricidad es la distancia existente entre el centro de torsión del nivel correspondiente ( $C$ ) y el punto de aplicación de la fuerza sísmica en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomara por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes expresiones:

$$e_D = \begin{cases} 1.5e_s + 0.1b \\ e_s - 0.1b \end{cases}$$

Se procede a mostrar los resultados obtenidos del programa, donde se indican los centros de masas y centros de rigidez de la estructura en las dos direcciones  $X$  y  $Y$ .

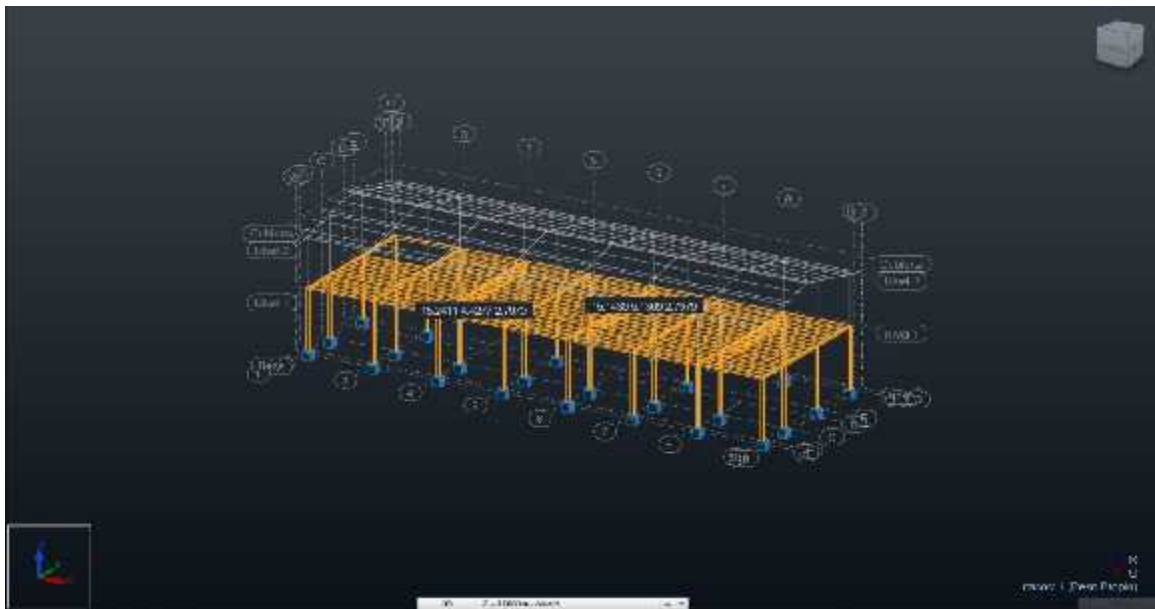


Ilustración XXIII Centro de masa y centro de rigidez del nivel 1 de la estructura. Fuente: Propio

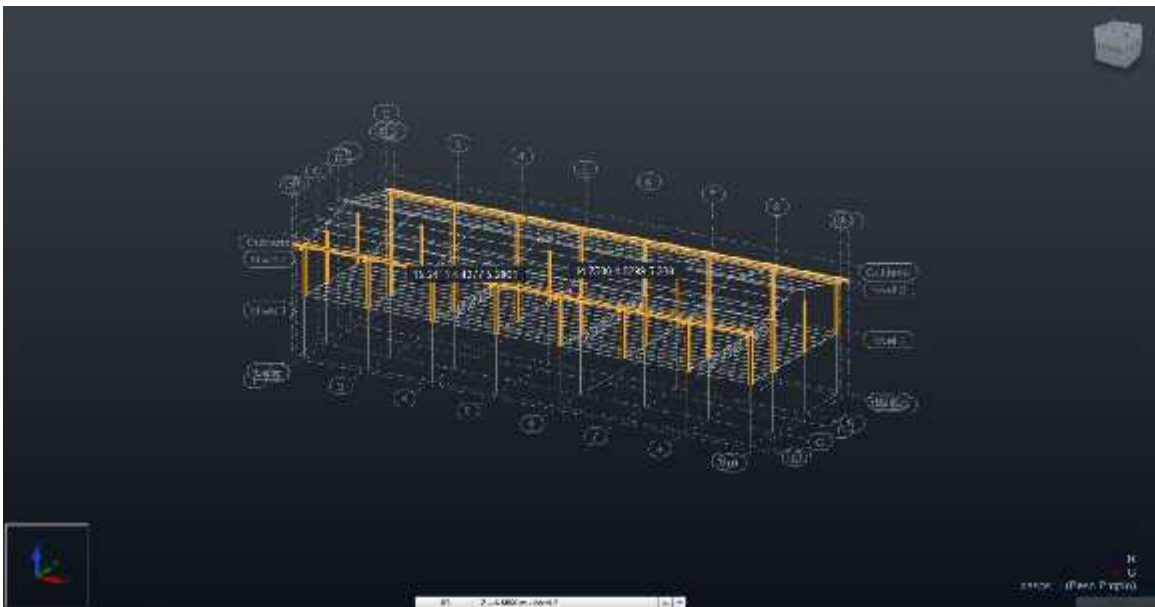


Ilustración XXIV Centro de masa y centro de rigidez del nivel 2 de la estructura. Fuente: Propio.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de las excentricidades torsionales de cada nivel:

<b>EXCENTRICIDADES TORSIONALES</b>					
<b>1er Nivel</b>			<b>2do Nivel</b>		
	X	Y		X	Y
CM (m)	15.3110	5.1085	CM (m)	14.7444	5.3368
CR (m)	15.2411	4.4277	CR (m)	15.2411	4.4277
es (m)	0.0698	0.6808	es (m)	0.4967	0.9091
ed (m)	1.0407	3.8632	ed (m)	1.6811	4.2056
ed (m)	-0.8662	-2.1612	ed (m)	-0.4393	-1.9329

Tabla XIV Excentricidades torsionales de cada nivel de la estructura. Fuente: Propio.

Se procede a calcular los momentos torsionales a partir de los resultados mas desfavorables de la tabla anterior donde se obtiene que estos son el resultado de la fuerza cortante por el valor de la excentricidad.

<b>MOMENTOS TORSIONALES</b>					
<b>1er Nivel</b>			<b>2do Nivel</b>		
M (Kg-m)	51791.0543	192252.1585	M (Kg-m)	36469.7512	91237.6324

Tabla XV Momentos torsionales de la estructura. Fuente: Propio.

### 3.6.9. Análisis modal espectral

El espectro elástico de aceleraciones se define en el Arto.27 ecuación 6 del RNC-07 con las mismas ecuaciones de aceleración calculadas en el análisis sísmico estático.

- $a = S \left[ a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_u} \right] \quad \text{S } T < T_u$
- $a = S \quad \text{S } T_u \leq T \leq T_b$
- $a = S \left( \frac{T_b}{T} \right) \quad \text{S } T_b \leq T \leq T_c$
- $a = S \left( \frac{T_b}{T_c} \right) \left( \frac{T_c}{T} \right)^2 \quad \text{S } T > T_c$

Dichos valores de aceleración obtenidos con las condiciones mencionadas anteriormente serán multiplicadas por el valor de la aceleración gravitacional y también por un factor de 1.5 por ser una estructura del grupo A.

En este trabajo monográfico, se genera un espectro de diseño de acuerdo a la localización del edificio, destino, factor de ductilidad, tipo de suelo, condiciones de regularidad del edificio y para el caso de analizar la estructura se utiliza el espectro de diseño reducido, debido a que los códigos de diseño sísmico resistente admiten el comportamiento en rango no-lineal como mecanismo de disipación de energía, para lo cual los valores de aceleración espectral deben disminuirse mediante un factor de reducción  $Q'$ , que depende principalmente de la ductilidad del sistema estructural y del periodo de vibración.

Para la elaboración de los espectros de diseño (elástico y reducido), se utiliza la herramienta Microsoft Excel obteniendo los siguientes resultados:

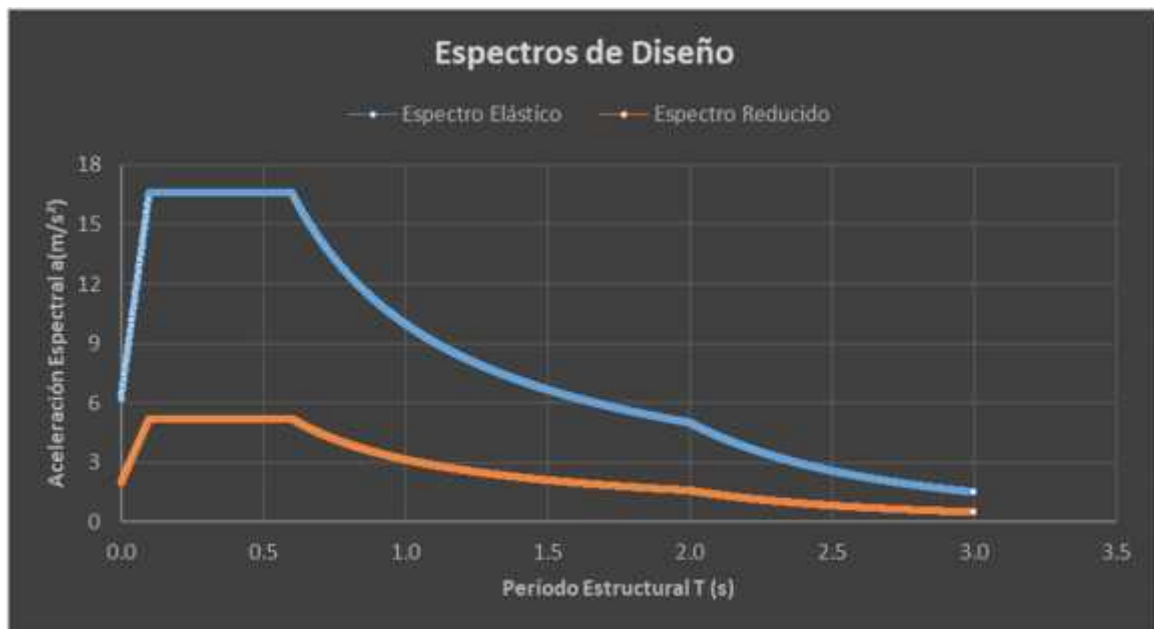


Ilustración XXV Espectros de diseño sísmico. Fuente: Propio.

<b>ESPECTRO DE DISEÑO</b>		<b>ESPECTRO REDUCIDO</b>	
Periodo (s)	Aceleración (m/s <sup>2</sup> )	Periodo (s)	Aceleración (m/s <sup>2</sup> )
0.00	6.1488	0.00	1.9215
0.10	16.6017	0.10	5.1880
0.20	16.6017	0.20	5.1880
0.30	16.6017	0.30	5.1880
0.40	16.6017	0.40	5.1880
0.50	16.6017	0.50	5.1880
0.60	16.6017	0.60	5.1880
0.70	14.2300	0.70	4.4469
0.80	12.4513	0.80	3.8910
0.90	11.0678	0.90	3.4587
1.00	9.9610	1.00	3.1128
1.10	9.0555	1.10	2.8298
1.20	8.3008	1.20	2.5940
1.30	7.6623	1.30	2.3945
1.40	7.1150	1.40	2.2234
1.50	6.6407	1.50	2.0752
1.60	6.2256	1.60	1.9455
1.70	5.8594	1.70	1.8311
1.80	5.5339	1.80	1.7293
1.90	5.2426	1.90	1.6383
2.00	4.9805	2.00	1.5564
2.10	4.3023	2.10	1.3445
2.20	3.7419	2.20	1.1694
2.30	3.2748	2.30	1.0234
2.40	2.8822	2.40	0.9007
2.50	2.5500	2.50	0.7969
2.60	2.2670	2.60	0.7084
2.70	2.0243	2.70	0.6326
2.80	1.8151	2.80	0.5672
2.90	1.6337	2.90	0.5105
3.00	1.4757	3.00	0.4612

Tabla XVI Valores de aceleración espectral de espectro de diseño y espectro reducido. Fuente: Propio.

### 3.6.10. Modos de vibrar

A continuación, se presenta un resumen de los resultados del análisis modal espectral realizado a la estructura obtenidos por el software Robot Structural Analysis Professional, mostrando los periodos y las participaciones modales de las masas en cada dirección de análisis (*X* y *Y*). Entendiéndose que el modo de vibración con periodo mayor es llamado modo fundamental de vibración y su frecuencia es baja, mientras que los modos con periodos cortos son llamados modos armónicos y sus frecuencias son altas.

Modo	Período (s)	UX (%)	UY (%)
1	0.53	85.97	0
2	0.33	0.05	15.51
3	0.29	0	77.2
4	0.21	0	0
5	0.21	0	0
6	0.21	0	0
7	0.21	0	0
8	0.21	0	0
9	0.21	0	0
10	0.21	0	0
11	0.21	0	0
12	0.21	0	0
13	0.21	0	0
14	0.21	0	0.47
15	0.21	0	0.02
16	0.19	0	0
17	0.19	0	0
18	0.19	0	0.1
19	0.19	0	0
20	0.17	13.57	0

Tabla XVII Modos de vibración y períodos fundamentales de la estructura. Fuente: Propio.

En la Tabla XVII se pueden observar los períodos correspondientes a cada modo de vibración de la estructura alcanzando un porcentaje de participación de masas

de 99.60% para la dirección  $X$  y un 99.31% para la dirección  $Y$  los cuales están por encima del mínimo que es del 90%.

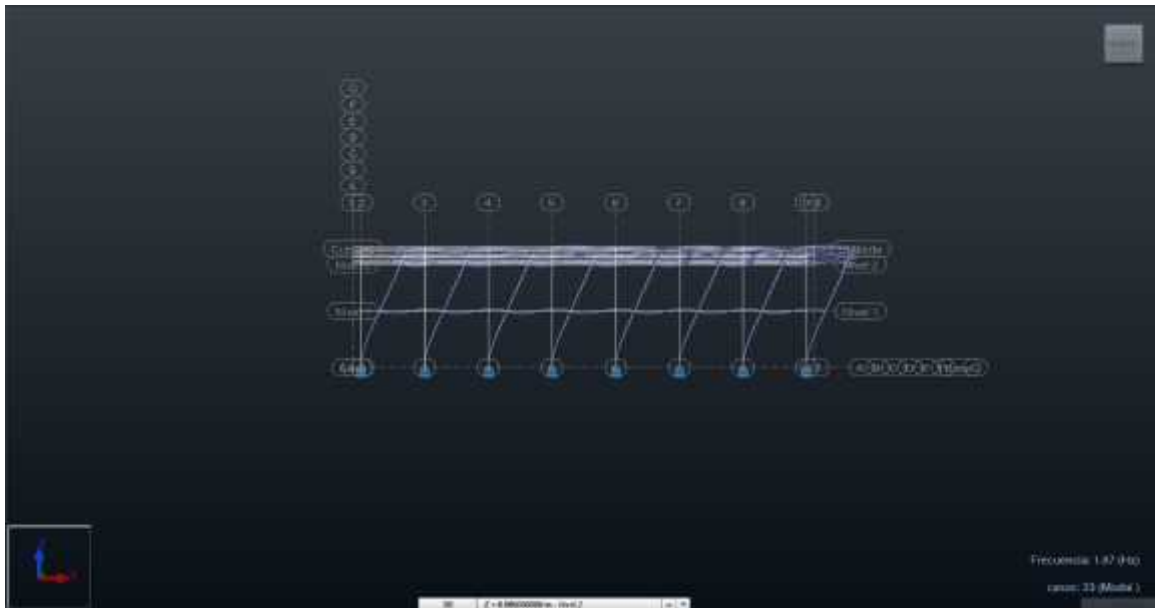


Ilustración XXVI Modo de vibración en la dirección  $X$  de la estructura. Fuente: Propio.

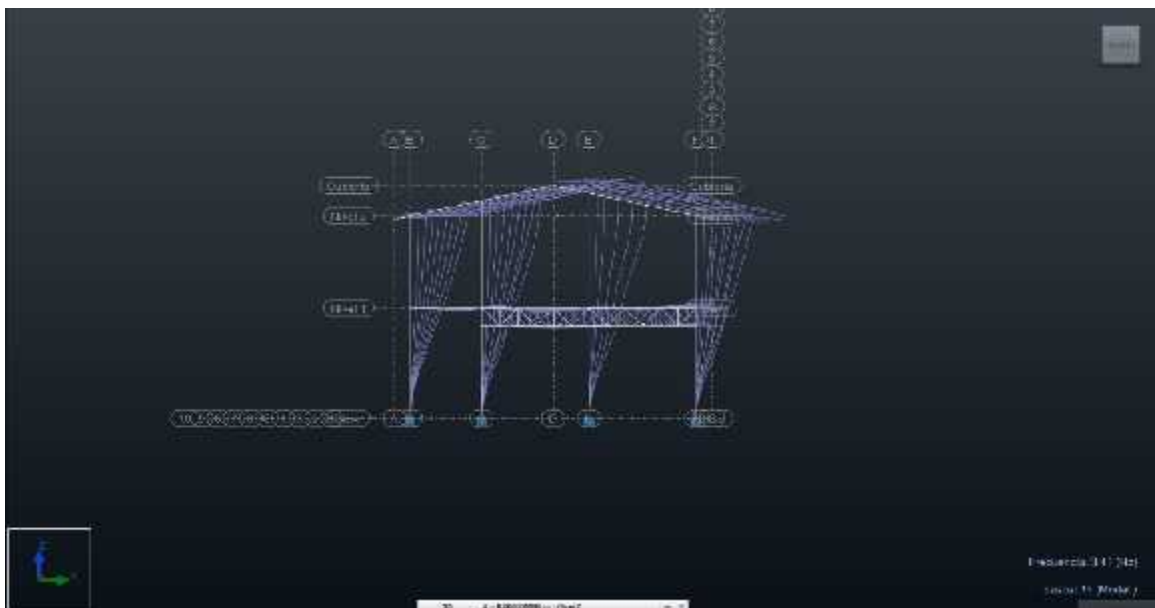


Ilustración XXVII Modo de vibración en la dirección  $Y$  de la estructura. Fuente: Propio.

### 3.6.11. Revisión del cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se ha aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera la fuerza cortante basal  $V_0$ , es menor que:

$$0.8 \frac{a}{\Omega * Q'} W_E$$

Es decir que si la relación entre el cortante dinámico y el estático es menor al 80% se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos correspondientes, en una proporción tal que  $V_0$ , iguale a este valor.

REVISION DE CORTANTE BASAL				
CASO	DIRECCION X	DIRECCION Y	Relación X (%)	Relación Y (%)
Estático	71458.79365	71458.79365	99.15%	99.15%
Dinámico	70849.91087	70849.91087		

Tabla XVIII Revisión de cortante basal. Fuente: Propio.

Se puede notar que en ambas direcciones de análisis se cumple con la relación de que el cortante basal dinámico sea por lo menos igual al 80 por ciento del cortante basal estático y por lo tanto no es necesario introducir modificación alguna a los resultados del análisis modal espectral.

### 3.6.12. Desplazamientos laterales

A partir de los resultados de los desplazamientos laterales obtenidos para cada nivel de la edificación en el análisis sísmico modal espectral, se debe verificar el cumplimiento de las condiciones de distorsiones en condiciones de servicio y distorsiones en condiciones de colapso de la estructura los cuales se muestran a continuación:



CONDICIONES DE SERVICIO							
NIVEL	ELEVACION (cm)	$\delta x$ (cm)	$\delta y$ (cm)	$\delta xT$ (cm)	$\delta yT$ (cm)	$\Delta xT$	$\Delta yT$
Nivel 2	658.5000	6.5913	2.0342	8.4369	2.6038	0.0066	0.0017
Nivel 1	358.5000	3.2081	1.1444	4.1064	1.4648	0.0115	0.0041

Tabla XIX Distorsiones de entrepiso en condiciones de servicio. Fuente: Propio.

CONDICIONES DE COLAPSO							
NIVEL	ELEVACION (cm)	$\delta x$ (cm)	$\delta y$ (cm)	$\delta xT$ (cm)	$\delta yT$ (cm)	$\Delta xT$	$\Delta yT$
Nivel 2	658.5000	6.5913	2.0342	26.3654	8.1368	0.0206	0.0054
Nivel 1	358.5000	3.2081	1.1444	12.8324	4.5775	0.0358	0.0128

Tabla XX Distorsiones de entrepiso en condiciones de colapso. Fuente: Propio.

En las tablas anteriores se muestran las distorsiones de entrepiso obtenidas para cada uno de los niveles de la estructura. En ambas direcciones de análisis del primer nivel y para la dirección  $X$  del segundo nivel, no se cumple con las condiciones de servicio ya que los desplazamientos relativos sobrepasan el límite permitido el cual es de 0.002 Para el caso de las condiciones de colapso, en la dirección  $X$  se sobrepasa el límite de distorsión en ambos niveles el cual es de 0.015 por lo que se debe encontrar una manera de reducir las distorsiones.

En las siguientes tablas, se muestra el resultado de colocar “arriostres” a la estructura lo cual soluciona el problema de incumplimiento de distorsiones tanto para condiciones de servicio como de colapso:

CONDICIONES DE SERVICIO							
NIVEL	ELEVACION (cm)	$\delta x$ (cm)	$\delta y$ (cm)	$\delta xT$ (cm)	$\delta yT$ (cm)	$\Delta xT$	$\Delta yT$
Nivel 2	658.5000	0.6090	0.8636	0.7795	1.1054	0.0006	0.0010
Nivel 1	358.5000	0.3081	0.3517	0.3943	0.4501	0.0011	0.0013

Tabla XXI Control de distorsiones en condiciones de servicio. Fuente: Propio

CONDICIONES DE COLAPSO							
NIVEL	ELEVACION (cm)	$\delta x$ (cm)	$\delta y$ (cm)	$\delta xT$ (cm)	$\delta yT$ (cm)	$\Delta xT$	$\Delta yT$
Nivel 2	658.5000	0.6090	0.8636	2.4358	3.4543	0.0018	0.0031
Nivel 1	358.5000	0.3081	0.3517	1.2322	1.4066	0.0034	0.0039

Tabla XXII Control de distorsiones en condiciones de colapso. Fuente: Propio

### 3.6.13. Efectos de segundo orden

Para omitir los efectos  $P - \Delta$ , se verifica si la estructura cumple con la siguiente condición en cada uno de sus niveles:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_Y}$$

Donde:

$\Delta$  : Desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado multiplicado por  $Q'U$

$H$  : Altura del entrepiso.

$V$  : Fuerza cortante calculada para el entrepiso.

$P_Y$  : Peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN					
Dirección X			Dirección Y		
1er Nivel	0.0027	0.0423	1er Nivel	0.0031	0.0423
2do Nivel	0.0065	0.0673	2do Nivel	0.0092	0.0673

Tabla XXIII Verificación de los efectos de segundo orden. Fuente: Propio.

Como puede observarse, para el caso en estudio se desprecian los efectos de segundo orden en las dos direcciones de análisis aplicando la condición N°16 del RNC-07.

### 3.7. DISEÑO DE ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA

Para ejemplificar el diseño de los elementos de la superestructura, se selecciona un marco central y se obtienen los resultados de los esfuerzos actuantes con el software Robot Structural.

Según la AISC 360-16, en su sección F7, la resistencia nominal ( $M_n$ ) debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala y pandeo local del alma en flexión pura.

Para perfiles HSS rectangulares muy largas flectadas sobre su eje mayor están sujetas a pandeo lateral-torsional; sin embargo, la especificación no entrega ecuación para este estado límite dado que la deflexión controlará para todos los casos razonables.

#### 3.7.1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

Donde  $Z$  es el módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión.

#### 3.7.2. Pandeo local del ala

- a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- b) Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y * S) \left( 3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

c) Para secciones con alas esbeltas:

$$M_n = F_y * S_e$$

Donde  $S_e$  es el módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo del ala en compresión calculado como:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[ 1 - \frac{0.38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b$$

### 3.7.3. Pandeo local del alma

a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.

b) Para secciones con almas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y * S_x) \left( 0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p$$

Después de verificar las especificaciones se procede a realizar el diseño de los elementos de la superestructura a partir de los resultados obtenidos del análisis sísmico.

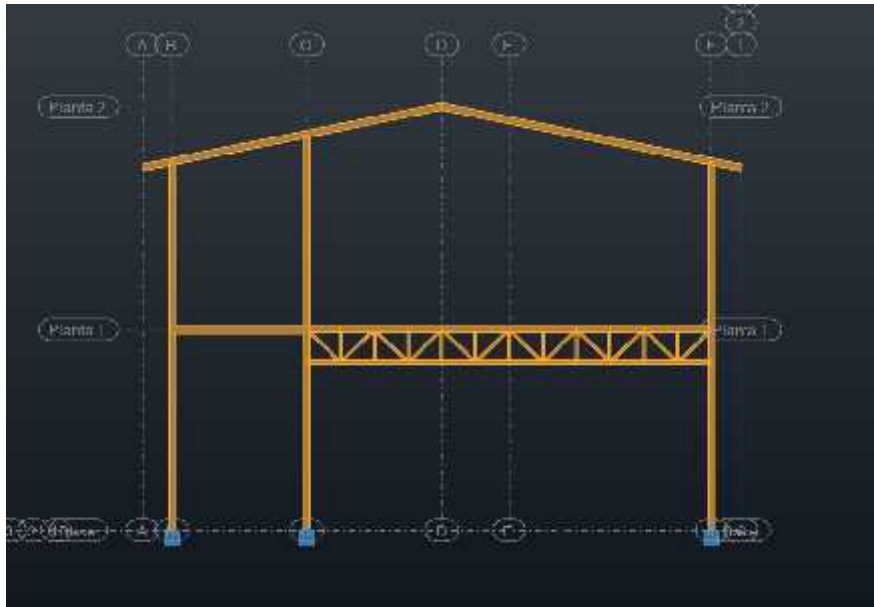


Ilustración XXVIII Marco crítico para el diseño de la superestructura (Eje-6). Fuente: Propio.

- Para los elementos de la cubierta:

Se procede a verificar la relación ancho-espesor del ala y alma respectivamente especificado en la tabla B4.1b del AISC para elementos en compresión de miembros en flexión siendo un perfil HSS 5x4x0.1875

$$\frac{b}{t} = \frac{8.3922 \text{ in}}{0.4420 \text{ in}} = 18.9885$$

$$1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 * \sqrt{\frac{2038901.8493 \text{ ksi}}{2531.0505 \text{ ksi}}} = 31.7882$$

La sección presenta alas compactas debido a que la razón ancho-espesor es menor que la razón ancho-espesor límite.

$$\frac{h}{t} = \frac{10.9322 \text{ in}}{0.4420 \text{ in}} = 24.7356$$

$$2.42 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 * \sqrt{\frac{2038901.8493 \text{ k /cm}^2}{2531.0505 \text{ k /cm}^2}} = 68.6852$$

La sección presenta almas compactas debido a que la razón ancho-espesor es menor que la razón ancho-espesor límite.

Debido a que el elemento presenta tanto alas como almas compactas, no aplica el estado límite del pandeo local para ambas.

Para el diseño de los elementos de la cubierta se aplicará la ecuación H1-1b del LRFD.

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_u}{\phi_b M_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{2956.16 \text{ k}}{2 * 0.9 * 23035.11 \text{ k}} + \left( \frac{58025.89 \text{ k - cm}}{0.9 * 209456.26 \text{ k - cm}} + \frac{26753.72 \text{ k - cm}}{0.9 * 180007.95 \text{ k - cm}} \right)$$

= 0.54 < 1 ¡Cumple! Por lo tanto, el perfil es adecuado.

La deformación máxima que se produce es de 0.6472 cm y la permitida según el RNC-07 en el Arto.7 para el caso de que sobre la viga existan elementos no estructurales que puedan resultar afectados por desplazamientos verticales apreciables será de:

$$\frac{L}{480} = \frac{478.21 \text{ cm}}{480} = 0.9963 \text{ cm}$$

Debido a que 0.6472 cm < 0.9963 cm, el perfil es adecuado. Por lo tanto, la sección HSRE 5x4x0.1875 es adecuada por estado límite último y estado límite de servicio.

- Para la viga de pasillo:

Para un perfil 6x4x0.1875 se obtiene que:

$$\frac{b}{t} = \frac{8.3922 \text{ in}}{0.4420 \text{ in}} = 18.9885$$

$$1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 * \sqrt{\frac{2038901.8493 \text{ ksi}}{2531.0505 \text{ ksi}}} = 31.7882$$

La sección presenta alas compactas debido a que la razón ancho-espesor es menor que la razón ancho-espesor límite.

$$\frac{h}{t} = \frac{13.4722 \text{ in}}{0.4420 \text{ in}} = 30.4828$$

$$2.42 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 * \sqrt{\frac{2038901.8493 \text{ ksi}}{2531.0505 \text{ ksi}}} = 68.6852$$

La sección presenta almas compactas debido a que la razón ancho-espesor es menor que la razón ancho-espesor límite.

Debido a que el elemento presenta tanto alas como almas compactas, no aplica el estado límite del pandeo local para ambas.

Para el diseño de los elementos del pasillo se aplicará la ecuación H1-1b del LRFD.

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_u}{\phi_b M_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{0.0007 \text{ k}}{2 * 0.9 * 45309.18 \text{ k}} + \left( \frac{165530.97 \text{ k} - \text{c}}{0.9 * 273744.81 \text{ k} - \text{c}} + \frac{11.165 \text{ k} - \text{c}}{0.9 * 207382.43 \text{ k} - \text{c}} \right)$$

= 0.67 < 1 ¡Cumple! Por lo tanto, el perfil es adecuado.

La deformación máxima que se produce es de 0.1180 c ; permitiéndose una deformación de:

$$\frac{L}{480} = \frac{234 \text{ c}}{480} = 0.4875 \text{ c}$$

Debido a que 0.1180 c < 0.4875 c , el perfil es adecuado. Por lo tanto, la sección HSRE 6x4x0.1875 es adecuada por estado límite último y estado límite de servicio.

- Para cordones de cercha:

Para un perfil 4x4x0.125 se obtiene que:

$$\frac{b}{t} = \frac{8.9814 \text{ c}}{0.2946 \text{ c}} = 30.4828$$

$$1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 * \sqrt{\frac{2038901.8493 \text{ k} / \text{c}^2}{2531.0505 \text{ k} / \text{c}^2}} = 31.7882$$

La sección presenta alas compactas debido a que la razón ancho-espesor es menor que la razón ancho-espesor límite.

$$\frac{h}{t} = \frac{8.9814 \text{ c}}{0.2946 \text{ c}} = 30.4828$$



$$2.42 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 * \sqrt{\frac{2038901.8493 \text{ k /cm}^2}{2531.0505 \text{ k /cm}^2}} = 68.6852$$

La sección presenta almas compactas debido a que la razón ancho-espesor es menor que la razón ancho-espesor límite.

Debido a que el elemento presenta tanto alas como almas compactas, no aplica el estado límite del pandeo local para ambas.

Para el diseño de los elementos del pasillo se aplicará la ecuación H1-1a del LRFD.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_u}{\phi_b M_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{21201.09 \text{ k}}{0.9 * 28902.91 \text{ k}} + \frac{8}{9} \left( \frac{17908.41 \text{ k - cm}}{0.9 * 106179.81 \text{ k - cm}} + \frac{0.15 \text{ k - cm}}{0.9 * 106179.81 \text{ k - cm}} \right)$$

$$= 0.98 < 1 \text{ ¡Cumple! Por lo tanto, el perfil es adecuado.}$$

La deformación máxima que se produce es de 0.0076 cm ; permitiéndose una deformación de:

$$\frac{L}{480} = \frac{58.50 \text{ cm}}{480} = 0.1219 \text{ cm}$$

Debido a que 0.0076 cm < 0.1219 cm , el perfil es adecuado. Por lo tanto, la sección HSRE 4x4x0.125 es adecuada por estado límite último y estado límite de servicio.

- Para las columnas:

De igual manera para las columnas se aplica la ecuación H1-1a del LRFD debido a que la columna se encuentra sometida a compresión y fuerzas de flexión.

Para un perfil 6x4x0.1875 se obtiene que:

$$\frac{b}{t} = \frac{8.3922 \text{ in}}{0.4420 \text{ in}} = 18.9885$$

$$1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 * \sqrt{\frac{2038901.8493 \text{ ksi}}{2531.0505 \text{ ksi}}} = 31.7882$$

La sección presenta alas compactas debido a que la razón ancho-espesor es menor que la razón ancho-espesor límite.

$$\frac{h}{t} = \frac{13.4722 \text{ in}}{0.4420 \text{ in}} = 30.4828$$

$$2.42 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 * \sqrt{\frac{2038901.8493 \text{ ksi}}{2531.0505 \text{ ksi}}} = 68.6852$$

La sección presenta almas compactas debido a que la razón ancho-espesor es menor que la razón ancho-espesor límite.

Debido a que el elemento presenta tanto alas como almas compactas, no aplica el estado límite del pandeo local para ambas.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_u}{\phi_b M_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{13217.15 \text{ k}}{0.9 * 40683.74 \text{ k}} + \frac{8}{9} \left( \frac{78350.70 \text{ k} - c}{0.9 * 273744.81 \text{ k} - c} + \frac{14.47 \text{ k} - cm}{0.9 * 207382.43 \text{ k} - c} \right)$$

= 0.64 < 1 ¡Cumple! Por lo tanto, el perfil es adecuado.

La deformación máxima que se produce es de 0.1317  $c$  ; permitiéndose una deformación de:

$$\frac{L}{500} = \frac{300 \text{ c}}{500} = 0.6000 \text{ c}$$

Debido a que  $0.1155 \text{ c} < 0.6000 \text{ c}$  , el perfil es adecuado. Por lo tanto, la sección HSRE 6x4x0.1875 es adecuada por estado límite último y estado límite de servicio.

- Para los elementos tipo arriostres:

Estos elementos se encuentran sometidos únicamente a fuerzas axiales ya sean de compresión o tensión y no presentan deformaciones por lo que se clasifican en “esbeltos” y “no esbeltos” según la tabla B4-1a del AISC.

Para un perfil 4x4x0.5 se obtiene que:

$$\frac{b}{t} = \frac{5.4356 \text{ c}}{1.1811 \text{ c}} = 4.6022$$

$$1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 * \sqrt{\frac{2038901.8493 \text{ k} / \text{c}^2}{2531.0505 \text{ k} / \text{c}^2}} = 39.7352$$

La sección se clasifica como “*no esbelta*” debido a que la razón ancho-espesor es menor que la razón ancho-espesor límite.

Para el diseño de los elementos tipo arriostres se aplicará la ecuación H1-1a del LRFD.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \leq 1.0 \approx \frac{23192.88 \text{ k}}{0.9 * 29797.45 \text{ k}} = 0.86 < 1$$

¡Cumple! Por lo tanto, el perfil es adecuado.

El procedimiento de diseño es el mismo para toda la estructura. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para los elementos que componen la superestructura:

GRUPO	PERFIL
Viga 01	5x4x0.1875
Viga 02	4x4x0.125
Viga 03	4x4x0.125
Viga 04	4x4x0.125
Viga 05	4x4x0.125
Viga 06	4x3x0.25
Viga 07	4x4x0.125
Viga 08	6x4x0.1875
Viga 09	6x4x0.1875
Viga 10	6x4x0.3125
Viga 11	4x4x0.125
Viga 12	2x2x0.125
Viga 13	2x2x0.125
Viga 14	4x4x0.5
Columna 01	4x4x0.3125
Columna 02	4x4x0.3125
Columna 03	6x4x0.1875
Columna 04	4x4x0.3125

Tabla XXIV Perfiles estructurales de la superestructura. Fuente: Propio.

### 3.8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA SUBESTRUCTURA

#### 3.8.1. Placas base

Para el diseño de la placa base se usarán unidades del sistema inglés para obtener medidas nominales en las dimensiones de la placa.

##### 3.8.1.1. Datos:

$F$	$A$	$(P_u)$	$= 29.27 \text{ k}$
$M$	$f$	$(M_u)$	$= 55.44 \text{ k} \quad - \text{ft}$
$C$		$(V_u)$	$= 1.08 \text{ k}$
$A$	$d \ p$	$(F_y)$	$= 36 \text{ k}$
$A$	$d \ a$	$(F_u)$	$= 58 \text{ k}$
$C$		$(F'_c)$	$= 3 \text{ k}$
$A$	$h \ d \ l \ c$	$(b_f)$	$= 4 \text{ in}$
$L$	$d \ l \ c$	$(d)$	$= 6 \text{ in}$

##### 3.8.1.2. Diámetro de anclas

$$D_r = \frac{3}{4} \text{ in}$$

$$A_r = 0.44 \text{ in}^2$$

##### 3.8.1.3. Dimensiones de la placa

$$N = d + (2 * (3 * D_r))$$

$$N = 6 \text{ in} + (2 * (3 * \frac{3}{4} \text{ in})) = 10.5 \text{ in}$$

$$B = d + (2 * (3 * D_r))$$

$$B = 4 \text{ in} + (2 * (3 * 3/4 \text{ in})) = 8.5 \text{ in}$$

#### 3.8.1.4. Dimensiones a trabajar de la placa

$$N = 10.5 \text{ in}$$

$$B = 10.5 \text{ in}$$

#### 3.8.1.5. Dimensiones a trabajar del pedestal

$$N = 12 \text{ in}$$

$$B = 12 \text{ in}$$

#### 3.8.1.6. Cálculo de excentricidades

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{55.44 \text{ k} - \text{in}}{29.27 \text{ k}}$$

$$e = 1.89 \text{ in}$$

$$f_m = 0.65 * 0.85 * F_c * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f_m = 0.65 * 0.85 * 3 \text{ k} * \sqrt{\frac{12 \text{ in} * 12 \text{ in}}{10.5 \text{ in} * 10.5 \text{ in}}}$$

$$f_m = 1.89 \text{ k}$$

$$q_m = f_m * B$$

$$q_m = 1.89 \text{ k} * 10.5 \text{ in}$$

$$q_m = 19.89 \text{ k /in}$$

$$e_c = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 * q_m}$$

$$e_c = \frac{10.5 \text{ in}}{2} - \frac{29.27 \text{ k}}{2 * 19.89 \text{ k /in}}$$

$$e_c = 4.51 \text{ in}$$

Como  $e < e_c$  no existe tensión en las anclas; por lo tanto, el diseño se rige por momento de magnitud pequeña.

### 3.8.1.7. Longitud y presión de soporte

$$y = N - (2 * e)$$

$$y = 10.5 \text{ in} - (2 * 1.89 \text{ in})$$

$$y = 6.71 \text{ in}$$

$$q = \frac{P_u}{y} = \frac{29.27 \text{ k}}{6.71 \text{ in}} = 4.36 \text{ k /in}$$

### 3.8.1.8. Espesor mínimo requerido para la placa

$$m = \frac{N - 0.95 d}{2} = \frac{10.5 \text{ in} - (0.95 * 6 \text{ in})}{2} = 2.40 \text{ in}$$

$$n = \frac{B - 0.8 b_f}{2} = \frac{10.5 \text{ in} - (0.8 * 4 \text{ in})}{2} = 3.65 \text{ in}$$

$$f_p = \frac{P_u}{B * y} = \frac{29.27 \text{ k}}{10.5 \text{ in} * 6.71 \text{ in}} = 0.42 \text{ k}$$

Para  $Y \geq m$

$$t_{p1r} = 1.5 m * \sqrt{\frac{f_p}{f_y}} = 1.5 (2.40 \text{ in}) \sqrt{\frac{0.42 \text{ k}}{36 \text{ k}}} = 0.39 \text{ in}$$

$$t_{p2r} = 1.5 n \sqrt{\frac{f_p}{f_y}} = 1.5 (3.65 \text{ in}) \sqrt{\frac{0.42 \text{ k}}{36 \text{ k}}} = 0.59 \text{ in}$$

$$t_p = M (t_{1r} ; t_{p2r})$$

### 3.8.1.9. Espesor nominal a trabajar de la placa

$$t_{1r} = 5/8 \text{ in}$$

### 3.8.1.10. Área de acero necesaria en tensión

Las anclas no tenderán a zafarse del concreto por ser momento de magnitud pequeña por lo que no es necesario anclas en tensión.



#### 3.8.1.11. Área de acero necesaria en cortante

$$A_s = \frac{V_u}{0.75 * 0.4 * F_u} = \frac{1.08 \text{ k}}{0.75 * 0.4 * 58 \text{ k}} = 0.06 \text{ in}^2$$

$$A_{s1d} = A_s * 0.5 = 0.06 \text{ in}^2 * 0.5 = 0.03 \text{ in}^2$$

#### 3.8.1.12. Barras necesarias en cada dirección

$$N^{\circ} = \frac{A_{s1d}}{A_r} = \frac{0.03 \text{ in}^2}{0.44 \text{ in}^2} = 0.07$$

$$N^{\circ}_r = 1$$

#### 3.8.1.13. Separaciones mínimas

$$E \quad a = 3 * \frac{3}{4} \text{ in} = 2.25 \text{ in}$$

$$D \quad b = 2 * \frac{3}{4} \text{ in} = 1.50 \text{ in}$$

#### 3.8.1.14. Longitud de desarrollo para barras lisas con gancho

$$l_d = \frac{0.076 * \frac{3}{4} \text{ in} * 36 \text{ k}}{3 \text{ k} * 1.9} = 2.25 \text{ in}$$

$$12 \quad D_r = 12 * \frac{3}{4} \text{ in} = 9 \text{ in}$$

$$4 \quad D_r = 4 * \frac{3}{4} \text{ in} = 3 \text{ in}$$

$$\text{Mínimo } I_y = 12 \text{ in}^4$$

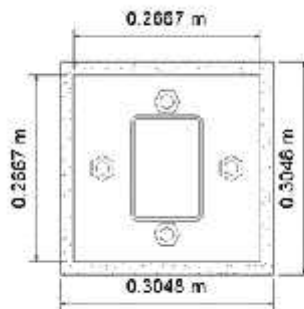


Ilustración XXIX Dimensiones de placa base. Fuente: Propio.

### 3.8.2. Diseño de zapata

La zapata se diseñará para la columna a la cual se realizó el diseño de la placa base.

#### 3.8.2.1. Datos:

ESFUERZOS ACTUANTES					
Ncm	4299.78 kg	Mxcm	-13235.70 kg-cm	Mycm	-58.30 kg-cm
Ncv	5073.26	Mxcv	-19778.31 kg-cm	Mycv	-76.59 kg-cm
Ncvr	4053.42	Mxcvr	-15825.38 kg-cm	Mycvr	-60.18 kg-cm
Nsx	1489.91	Mxsx	-629.46 kg-cm	Mysx	-3.89 kg-cm
Nsy	481.70	Mxsx	9812.97 kg-cm	Mysx	9066.23 kg-cm
		Mxsy	27430.51 kg-cm	Mysy	169.66 kg-cm
		Mxsy	29225.05 kg-cm	Mysy	181.59 kg-cm

Tabla XXV Esfuerzos actuantes para diseño de zapata. Fuente: Propio.

$$\begin{aligned} \dagger p &= 1.5 \text{ k} / \text{c}^2 \\ f'_c &= 210 \text{ k} / \text{c}^2 \\ F_y &= 2530 \text{ k} / \text{c}^2 \\ a_c &= 30.41 \text{ c} \\ b_c &= 30.41 \text{ c} \end{aligned}$$

### 3.8.2.2. Predimensionamiento

Se proponen las dimensiones de la zapata y se verifica el cumplimiento de las condiciones.

$$a_z = 80 \text{ cm}$$

$$b_z = 80 \text{ cm}$$

Como mínimo la altura de la zapata debe ser 25cm

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - 7 = 25 \text{ cm} - 7 = 18 \text{ cm}$$

Se calculan las excentricidades para cada uno de los casos a considerar a partir de la siguiente fórmula:

$$e = \frac{M_c + M_c}{N_c + N_c}; e = \frac{M_c + M_c + M_f}{N_c + N_c + N_f}$$

Las excentricidades que predominan para las direcciones de análisis serán:

$$e_x = \frac{M_{x1} + M_x}{N_c + N_c}$$

$$e_x = \frac{-13235.70 \text{ k} - \text{cm} - 19788.31 \text{ k} - \text{cm}}{4299.78 \text{ k} + 5073.26 \text{ k}} = -3.52 \text{ cm} \approx 3.52 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{y1} + M_y + M_y}{N_c + N_c + N_s}$$

$$e_x = \frac{-58.30 \text{ k} - \text{cm} - 60.18 \text{ k} - \text{cm} + 9066.23 \text{ k} - \text{cm}}{4299.78 \text{ k} + 4053.42 \text{ k} + 1489.91 \text{ k}} = 1.01 \text{ cm}$$

Estos resultados deben ser menores a la excentricidad siendo  $e_c$  :

$$e_c = \frac{a_z; b_z}{6}$$

$$e_c = \frac{100 \text{ cm}}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

Debido a que  $e_c > e_x; e_y$  entonces se considera una zapata aislada concéntrica.

Se procede a calcular los esfuerzos máximos y mínimos actuantes en el terreno los cuales deberán ser menores que el esfuerzo permitido.

$$\tau_m = \frac{N * 1.10}{a_z * b_z} * \left( 1 \pm \frac{6e_x}{a_z} \pm \frac{6e_y}{b_z} \right)$$

$$\tau_{m1} = \frac{9843.10 \text{ k} * 1.10}{100 \text{ cm} * 100 \text{ cm}} * \left( 1 - \frac{6(3.52 \text{ cm})}{100 \text{ cm}} - \frac{6(1.01 \text{ cm})}{100 \text{ cm}} \right) = 0.79 \text{ k / cm}^2$$

$$\tau_{m2} = \frac{9843.10 \text{ k} * 1.10}{100 \text{ cm} * 100 \text{ cm}} * \left( 1 + \frac{6(3.52 \text{ cm})}{100 \text{ cm}} - \frac{6(1.01 \text{ cm})}{100 \text{ cm}} \right) = 1.25 \text{ k / cm}^2$$

$$\tau_{m3} = \frac{9843.10 \text{ k} * 1.10}{100 \text{ cm} * 100 \text{ cm}} * \left( 1 - \frac{6(3.52 \text{ cm})}{100 \text{ cm}} + \frac{6(1.01 \text{ cm})}{100 \text{ cm}} \right) = 0.92 \text{ k / cm}^2$$

$$\sigma_{m4} = \frac{9843.10 \text{ k} * 1.10}{100 \text{ cm} * 100 \text{ cm}} * \left( 1 + \frac{6(3.52 \text{ cm})}{100 \text{ cm}} + \frac{6(1.01 \text{ cm})}{100 \text{ cm}} \right) = 1.38 \text{ k / cm}^2$$

Como  $\tau_m < \tau_p$  entonces las dimensiones de la zapata son correctas.

### 3.8.2.3. Mayoración de cargas

La carga predominante para el diseño de la zapata será la que genere mayor esfuerzo de las combinaciones definidas en el Arto.15 del RNC-07.

Para el caso en estudio, la carga predominante será la siguiente

$$C_u = 1.2(C_1) + 1.6(C_2)$$

$$C_u = 1.2(4299.78 \text{ k}) + 1.6(5073.26 \text{ k}) = 13276.94 \text{ k}$$

#### 3.8.2.4. Verificación a cortante en una dirección

Una vez mayorada las cargas se procede a la verificación de cortante en una dirección para ver si la altura propuesta para la zapata resiste los esfuerzos actuantes.

El cortante actuante en cada una de las dimensiones de la zapata será el mismo; esto debido a que la zapata es cuadrada.

Para determinar el cortante último se aplica la siguiente ecuación:

$$V_u = \frac{C_u}{a_z} * \left( \frac{a_z - b_c}{2} - d \right)$$

$$V_u = \frac{13276.94 \text{ k}}{100 \text{ cm}} * \left( \frac{100 \text{ cm} - 30.48 \text{ cm}}{2} - 18 \text{ cm} \right) = 2225.22 \text{ k}$$

Ahora se determinará el cortante nominal de la zapata a partir de la siguiente ecuación:

$$\phi V_n = 0.17 * \sqrt{f'_c} * a_z * d$$

$$\phi V_n = 0.17 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 18 \text{ cm} = 3333.05 \text{ k}$$

Como  $\phi V_n > V_u$  entonces la altura asumida para la zapata es correcta.

### 3.8.2.5. Verificación a cortante en dos direcciones (Punzonamiento)

El cortante último actuando en punzonamiento se calculará a partir de la siguiente formula:

$$V_u = \frac{C_u}{a_z * b_z} * \{(a_z * b_z) - [(a_c + d) * (b_c + d)]\}$$

$$V_u = \frac{13276.94 \text{ k}}{100 \text{ c} * 100 \text{ c}} * \{(100 \text{ c} * 100 \text{ c}) - [(30.48 \text{ c} + 18 \text{ c}) * (30.48 \text{ c} + 18 \text{ c})]\}$$

$$= 10156.45 \text{ k}$$

El cortante último calculado deberá ser comparado con el menor valor de las siguientes 3 formulas:

$$1) \phi V_n = 0.75 * 0.17 * \lambda * \left(1 + \frac{e}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$2) \phi V_n = 0.75 * 0.083 * \lambda * \left(\frac{a+d}{b_w} + 2\right) * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$3) \phi V_n = 0.75 * 0.33 * \lambda * \sqrt{f'c}$$

Donde:

$\lambda$  = Coeficiente para hormigón (Hormigón común=1).

$\beta$  = Relación de largo/ancho de la columna ( $a_c/b_c = 1$ )

$b_w$  = Perímetro crítico ( $2a_c + 2b_c + 4d = 193.92 \text{ c}$  )

$\alpha$  = 40 para columna interior

= 30 para columna lateral

= 20 para columna esquinera

El menor valor de las ecuaciones se obtiene a partir de la ecuación 3:

$$\phi V_n = 0.75 * 0.33 * 1 * \sqrt{210 \text{ k /c}^2} = 12546.72 \text{ k}$$

Como puede observarse,  $V_u < \phi V_n$ ; por lo tanto, la altura de la zapata cumple la verificación por punzonamiento.

### 3.8.2.6. Diseño a flexión

Se deberá calcular el momento actuante en ambas direcciones de la zapata, pero al tratarse de una zapata cuadrada, el momento actuante será el mismo en ambas direcciones.

$$M_u = \frac{C_u}{2 * a_z} * \frac{a_z - a_c}{2}$$

$$M_u = \frac{13276.94 \text{ k}}{2 * 100 \text{ c}} * \frac{100 \text{ c} - (30.48 \text{ c})}{2} = 80209.83 \text{ k - c}$$

Una vez calculado el momento último se deberá calcular la cuantía de acero necesaria para resistir el dicho momento.

$$P_n = \frac{f'_c}{1.18 * f_y} * 1 - \sqrt{\frac{1 - (2.36 * M_u)}{0.9 * f'_c * d^2}}$$

$$P_n = \frac{210 \text{ k /c}^2}{1.18 * 2530 \text{ k /c}^2} * 1 - \sqrt{\frac{1 - (2.36 * 80209.83 \text{ k - c})}{0.9 * 210 \text{ k /c}^2 * (18 \text{ c})^2}} = 0.0011$$

La cuantía mínima ( $P_m$ ) recomendada por el ACI es de 0.0018 así que se adopta el valor de 0.0018 para calcular el área de acero necesaria a partir de la siguiente ecuación:

$$A_s = M (F_n ; F_m ) * b_z * d$$

$$A_s = 0.0018 * 100 \text{ c} * 18 \text{ c} = 3.24 \text{ c}^2$$

Se propone usar varilla #3 ASTM-A36

$$N^{\circ} d b = \frac{A_s}{A_v}$$

El área de la barra #3 es de  $A_v = 0.71 \text{ c}^2$

$$N^{\circ} d b = \frac{3.24 \text{ c}^2}{0.71 \text{ c}^2} = 4.55 \approx 5 v$$

Se deberán colocar 5 varillas de acero ASTM-A36 #3 en ambas direcciones de la zapata.

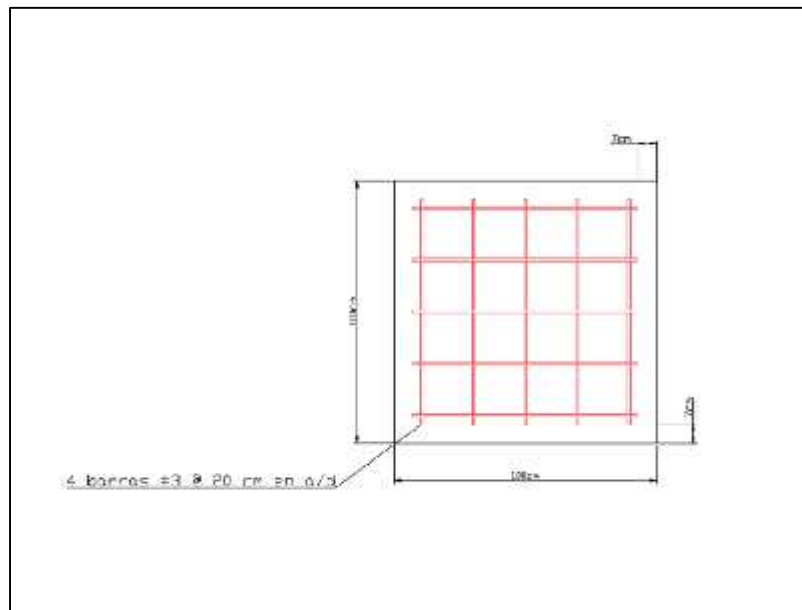


Ilustración XXX Detalle de armado de zapata aislada. Fuente: Propio.





# ***CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES***

---

CAPITULO IV

#### 4.1. CONCLUSIONES

Habiendo finalizado el diseño y análisis del edificio en estudio y rigiéndonos bajo el Reglamento Nacional de la Construcción (RCN-07), el American Institute of Steel Construction (AISC) y la American Concrete Institute (ACI), hemos llegados a las siguientes conclusiones:

- 1) Se realizó el diseño de una edificación de dos niveles en el cual se usaron los principios de diseño especificados en las normativas AISC 360-16, AISC 341-16, ACI 318-14 con el método LRFD, se usó como material para la superestructura acero ASTM-A36 para la perfilería metálica el cual resulta óptimo para el diseño en estudio.
- 2) La revisión del desplazamiento lateral del edificio en estudio en ambas direcciones de análisis “X” y “Y”, nos revelo que los resultados obtenidos son aceptables permitiendo un buen funcionamiento ante la actuación de un sismo.
- 3) Cabe mencionar que el uso de la herramienta de diseño Robot Structural Analysis Professional nos permite realizar las debidas verificaciones de los elementos principales de la estructura con secciones de tipo HSS (rectangulares y/o cuadradas) para determinar si están son capaces de soportar las solicitaciones de cargas a las cuales se encuentra sometida la edificación.
- 4) Debido a que la estructura está conformada por particiones livianas, un sistema de entrepiso de lámina Plystone y cubierta de techo liviana, las dimensiones de los elementos que forman la subestructura presentan dimensiones pequeñas debido a que las fuerzas actuantes en los apoyos no generan esfuerzos considerables.

## RECOMENDACIONES

- 1) A las instituciones encargadas de la educación de la ingeniería civil se les debe de exigir que estos fomenten en los estudiantes el uso de herramientas computacionales modernas debido al avance que el ámbito de la construcción ha tenido en las últimas décadas lo que exige un nivel de preparación más alto al que se obtenía en años anteriores.
- 2) A los encargados de realizar las normativas que rigen el diseño y construcción de las edificaciones en nuestro país, deberían profundizar más en la metodología del diseño sismorresistente ya que algunos aspectos están de manera superficial lo que crea la dificultad de comprender algunos criterios por lo que se hace necesario recurrir a bibliografía en muchos casos de otros países como el diseño sísmico de edificios de la normativa mexicana.
- 3) Para la ejecución de cualquier proyecto de obra civil recomendamos realizar un riguroso control en la calidad de los materiales a utilizar ya que estos deberán cumplir con todos los requerimientos necesarios para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura.
- 4) Se debería realizar una comparativa de resultados con los softwares de análisis y diseño estructural que comúnmente se acostumbra a utilizar como herramienta, esto con el fin de descubrir las ventajas que presentan cada uno de ellos para resolver diferentes situaciones o problemáticas.
- 5) Realizar una mejora en el pñsum universitario de la carrera de ingeniería civil ya que se encuentra desactualizado ante el surgimiento de nuevas técnicas y/o herramientas de diseño, valoración y ejecución de obras civiles.

## BIBLIOGRAFÍA

- 2ACAD Global Group. (s.f.). Obtenido de <http://www.2acad.es/portfolio-item/robot-structural-analysis-professional/>
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). Grados de libertad dinámicos. En *Diseño sísmico de edificios* (pág. 100). México: Limusa.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). Respuesta de los edificios a la acción sísmica. En *Diseño sísmico de edificios* (págs. 30-31). México: Limusa.
- Beltrán, J. F. (2005). *Las nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC*. Chile.
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). *Espectros de respuesta y de diseño*. Argentina.
- EXCELTOTAL. (s.f.). Obtenido de <https://exceltotal.com/que-es-excel/>
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). Tipos de zapatas. En *Diseño de concreto reforzado* (págs. 341-342). México: Alfaomega.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2003). Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD). En *Diseño de estructuras de acero* (págs. 51-52). Alfaomega.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). Comportamiento plástico-Momento plástico total, Zona 1. En *Diseño de estructuras de acero* (pág. 267). México: Alfaomega.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). Ventajas del acero como material estructural. En *Diseño de estructuras de acero* (págs. 1-3). México: Alfaomega.
- Nilson, A. (2001). Zapatas y cimentaciones. En *Diseño de estructuras de concreto* (pág. 499). Emma Ariza H.
- Quispe Apaza, L. (2015). *Método LRFD*.
- RNC. (2007). Arto. 32-Ecuación 11. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 28). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto. 32-Ecuación 12. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 29). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto. 32-Ecuación 13. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 29). Nicaragua.

- RNC. (2007). Arto. 32-Ecuación 16. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 31). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto. 33-Ecuación 26. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 33). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto.20-Grupos. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 17). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto.21-Factor de reducción por ductilidad. En *Reglamento nacional de construcción* (págs. 17-18). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto.22-Factor de reducción por sobrerresistencia. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 19). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto.23-Condiciones de regularidad. En *Reglamento nacional de construcción* (págs. 19-20). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto.23-Inciso d). En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 20). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto.24-Coeficientes de diseño sismorresistente. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 21). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto.25-Influencia del suelo y del período del edificio. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 22). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto.32-Ecuación 15. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 30). Nicaragua.
- RNC. (2007). Arto.7-Definiciones. En *Reglamento nacional de construcción* (pág. 4). Nicaragua.
- Talavera Siles, F. T. (16 de Marzo de 2016). Nicaragua debe mejorar la cobertura y calidad universitaria. *La Prensa*.



## ***ANEXOS***

---

### CAPITULO IV

## ANEXO A: ILUSTRACIONES DEL ANÁLISIS SÍSMICO REALIZADO EN ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2020

1 : Peso Propio						
Nudo/Caso	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)	MX (kgfcm)	MY (kgfcm)	MZ (kgfcm)
1/ 1	1.23	3.15	295.24	-376.45	139.24	-1.21
4/ 1	-0.09	3.32	406.70	-397.46	-18.96	0.34
7/ 1	-0.05	3.77	455.52	-451.31	-14.66	0.12
10/ 1	195.33	3.52	654.20	-421.86	-12.31	0.11
13/ 1	-229.86	3.71	642.57	-445.34	-12.89	0.09
16/ 1	-0.03	3.52	404.79	-422.61	-12.24	0.10
19/ 1	0.01	3.77	462.52	-453.29	-6.53	-0.15
22/ 1	-1.26	3.28	292.88	-394.58	-160.71	1.44
25/ 1	1.92	201.68	726.81	-526.90	221.02	-0.30
29/ 1	1.12	-0.38	288.35	45.22	124.67	3.13
32/ 1	-0.16	4.35	655.61	-520.68	-28.01	0.18
36/ 1	-0.05	-5.47	454.71	652.34	-14.54	0.06
39/ 1	-0.06	3.65	641.04	-437.51	-15.95	0.15
43/ 1	336.41	-10.92	814.01	1303.45	-14.93	0.12
46/ 1	-0.03	3.66	640.73	-439.06	-12.16	0.18
50/ 1	-0.01	-10.92	521.60	1302.83	-8.94	0.10
53/ 1	-2.05	227.79	794.14	-414.74	-253.67	0.71
57/ 1	-1.10	-6.84	366.28	813.94	-140.81	-1.14
60/ 1	0.30	-216.96	704.41	527.88	26.60	0.31
64/ 1	-0.03	-2.68	684.96	320.79	-12.29	0.11
68/ 1	-0.05	1.26	777.82	-151.78	-15.14	0.03
72/ 1	0.00	1.26	777.58	-153.18	-8.49	-0.01
76/ 1	-0.48	-217.17	727.42	-58.81	-66.00	-0.56
80/ 1	-0.08	22.81	835.58	-2587.27	-17.66	0.14
85/ 1	-0.04	-22.26	801.07	2547.45	-13.20	0.11
89/ 1	-0.05	22.73	836.91	-2578.66	-13.52	0.22
94/ 1	-300.89	-22.30	1046.18	2552.69	-13.18	0.15
98/ 1	0.11	22.88	839.04	-2598.10	5.56	0.23
103/ 1	-0.03	-22.19	810.24	2536.50	-11.81	0.78

Tabla XXVI Reacciones en los apoyos de la estructura por acción del peso propio. Fuente: Propio.

2. Carga Muerta						
Nudo/Caso	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)	MX (kgfcm)	MY (kgfcm)	MZ (kgfcm)
1/ 2	12.52	15.19	537.08	-1821.72	1469.34	-4.90
4/ 2	0.27	14.53	954.56	-1742.95	4.98	0.96
7/ 2	-0.33	17.03	1144.63	-2150.82	-86.87	0.35
10/ 2	298.66	16.03	745.38	-1925.38	-44.65	0.34
13/ 2	-417.18	18.14	1372.04	-2177.03	-39.47	0.26
16/ 2	0.16	16.36	960.27	1966.66	16.04	0.30
19/ 2	0.00	17.90	1170.00	-2150.50	75.40	-0.47
22/ 2	-13.53	15.90	535.03	-1916.31	-1643.57	5.87
25/ 2	15.78	112.74	1346.41	2843.76	1858.34	1.48
29/ 2	13.07	-0.70	640.25	07.50	1000.49	-0.67
32/ 2	12.52	22.60	2583.57	-2707.62	1466.02	0.34
36/ 2	6.46	-22.79	1523.40	2716.70	741.90	-0.25
39/ 2	-0.18	19.01	2740.10	-2281.52	-40.29	0.45
43/ 2	980.03	-52.22	2214.00	6231.26	-52.08	0.38
46/ 2	-10.19	16.47	7676.77	-1974.37	-50.15	0.57
50/ 2	0.05	18.27	1892.81	5757.17	35.91	0.27
53/ 2	-34.09	502.00	1707.00	-2204.04	-4101.47	0.01
57/ 2	-22.65	-35.41	1128.38	4217.46	-2759.90	-5.76
60/ 2	2.72	182.78	1137.73	2789.99	295.73	0.17
64/ 2	2.02	-15.00	2401.49	1752.12	212.15	0.49
68/ 2	-0.18	5.71	2978.38	-691.99	-50.36	0.06
72/ 2	0.10	5.69	2831.77	-691.16	116.38	-0.14
76/ 2	-5.42	-544.40	1465.54	-330.88	-676.73	-1.88
80/ 2	-1.12	95.02	3474.56	-10775.52	-180.82	0.21
85/ 2	-116.7	-427.98	2988.58	10634.12	-108.59	0.44
89/ 2	0.15	93.96	3462.87	10657.04	11.78	0.64
94/ 2	-653.00	-93.04	2747.90	10717.20	-30.51	0.53
98/ 2	2.11	95.24	3493.03	-10808.30	225.25	0.79
103/ 2	1.28	-92.75	3032.81	10599.66	121.39	5.08

Tabla XXVII Reacciones en los apoyos de la estructura por acción de las cargas muertas. Fuente: Propio.



3: Carga Viva						
Nudo/Caso	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)	MX (kgfcm)	MY (kgfcm)	MZ (kgfcm)
1/ 3	15.95	28.11	657.28	-3357.41	1980.23	-0.72
4/ 3	-1.47	30.04	-143.65	-3587.44	-220.54	-0.10
7/ 3	-0.22	34.19	-248.43	-4083.68	-70.95	0.03
10/ 3	292.13	32.38	722.61	-3886.27	-78.85	-0.02
13/ 3	-528.30	34.31	1703.61	-4097.78	-68.68	-0.05
16/ 3	-0.35	31.92	1159.56	-3811.45	-86.56	-0.01
19/ 3	1.01	34.16	1254.77	-41174.79	75.49	-0.01
22/ 3	-17.27	20.34	643.10	-3802.77	-2108.86	0.81
25/ 3	30.58	428.39	1379.12	-3650.88	3807.01	-0.55
29/ 3	-1.54	4.88	49.14	-1152.40	-2011.68	5.88
32/ 3	1.47	32.35	3314.54	3863.16	220.27	0.01
36/ 3	13.38	-35.90	945.38	4292.35	1552.89	-0.35
39/ 3	-0.24	25.81	3191.50	-31581.4	-79.14	0.05
43/ 3	1165.57	90.80	2282.43	10853.16	78.50	0.09
46/ 3	-0.41	25.32	3201.45	-3022.67	-84.08	0.07
50/ 3	-0.16	-40.60	1794.78	10829.48	-63.98	-0.02
53/ 3	31.48	683.00	1758.68	2715.22	3806.78	0.99
57/ 3	-15.70	-55.44	939.07	6020.00	-1927.22	-1.30
60/ 3	2.33	-464.88	1314.77	5022.95	203.81	-0.11
64/ 3	1.26	28.02	3004.67	3350.10	106.38	0.01
68/ 3	-0.10	10.93	4010.20	-1303.70	-65.67	-0.17
72/ 3	-0.09	11.10	4021.44	-1374.18	-55.10	-0.21
76/ 3	1.07	591.53	1670.67	588.81	531.29	0.87
80/ 3	-0.24	170.22	5077.41	-19550.20	-71.24	0.02
85/ 3	-1.17	-173.43	3756.46	19947.05	-162.96	0.95
89/ 3	0.28	171.73	5073.26	19778.31	76.59	0.09
94/ 3	-910.02	-174.44	3204.20	20070.09	-63.00	-0.12
98/ 3	1.51	175.22	5090.46	-19848.75	138.28	0.59
103/ 3	0.81	-173.45	3766.65	19951.72	54.11	0.65

Tabla XXVIII Reacciones en los apoyos de la estructura por acción de las cargas vivas. Fuente: Propio.

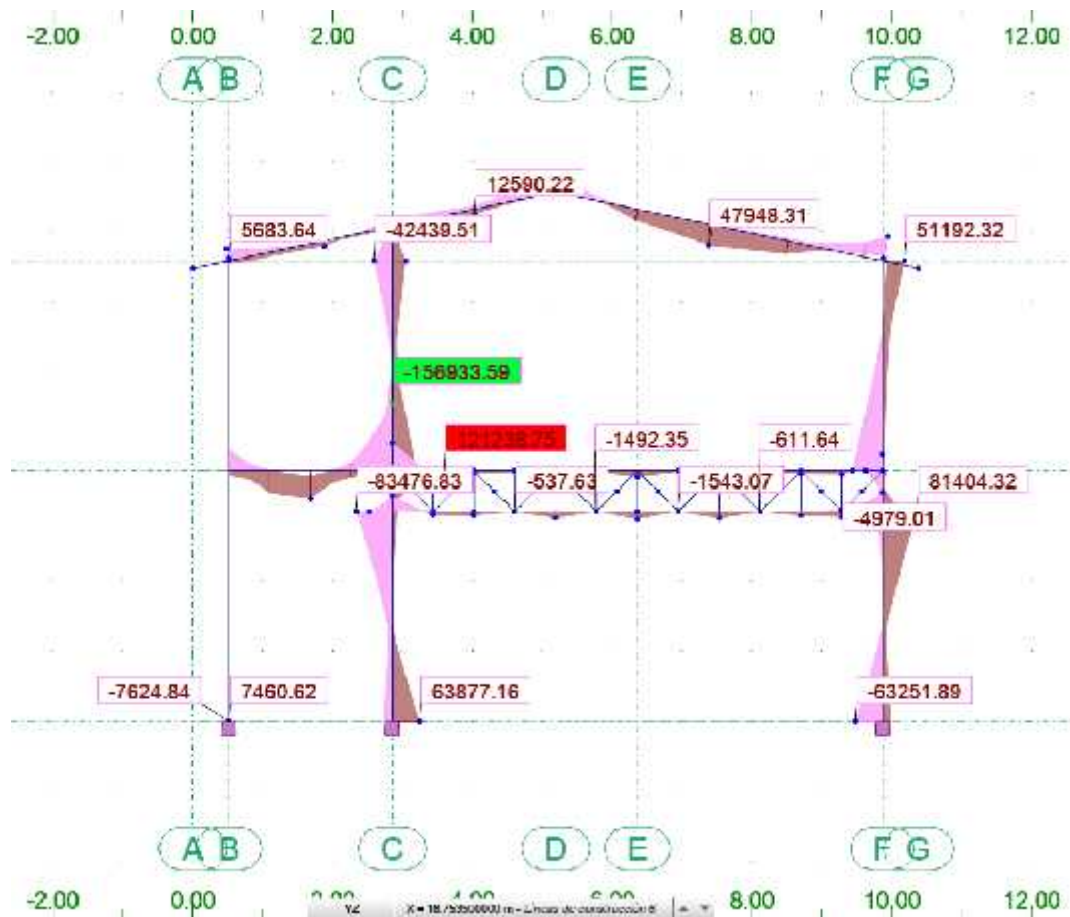


Ilustración XXXI Diagramas de momentos flectores (Eje-6). Envoltorio de combinaciones de cargas.

Fuente: Propio.

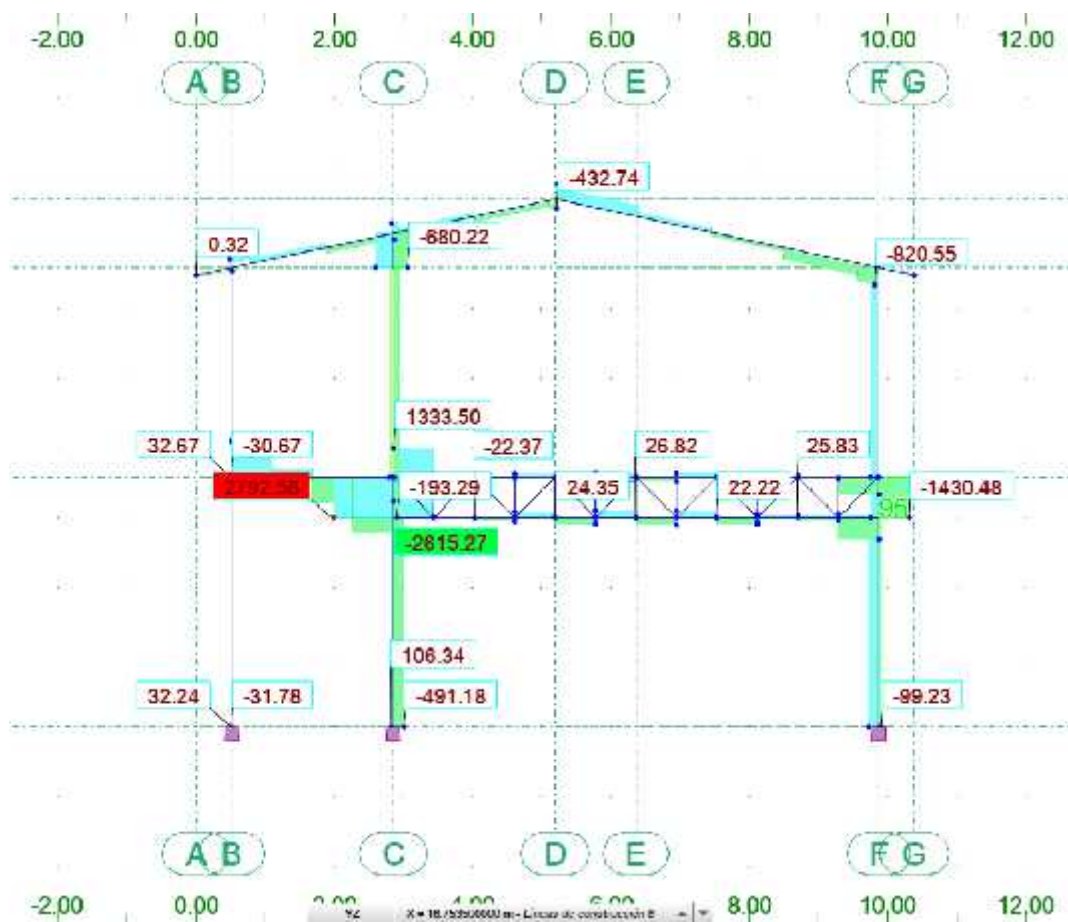


Ilustración XXXII Diagramas de esfuerzos cortantes (Eje-6). Envolvente de combinaciones de cargas.

Fuente: Propio

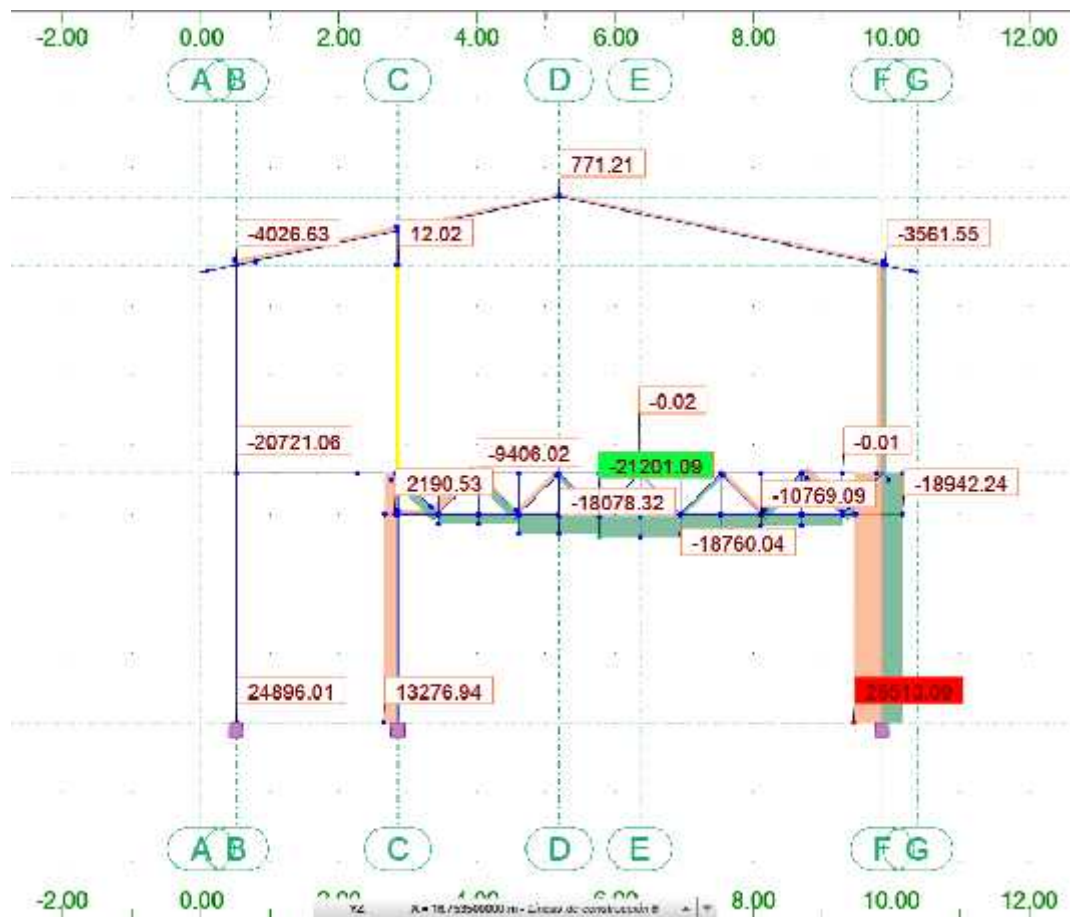
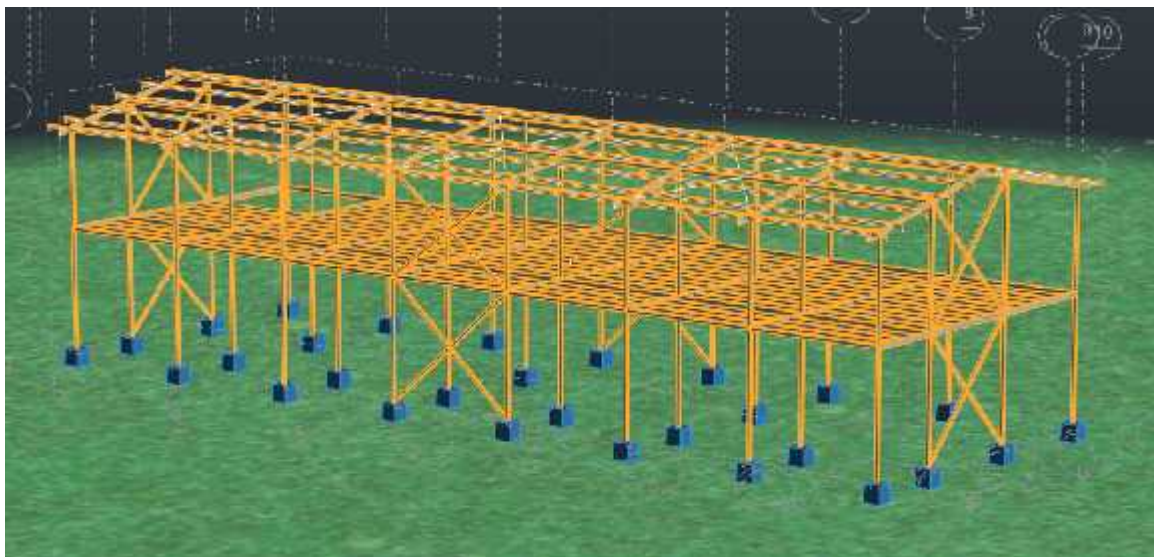


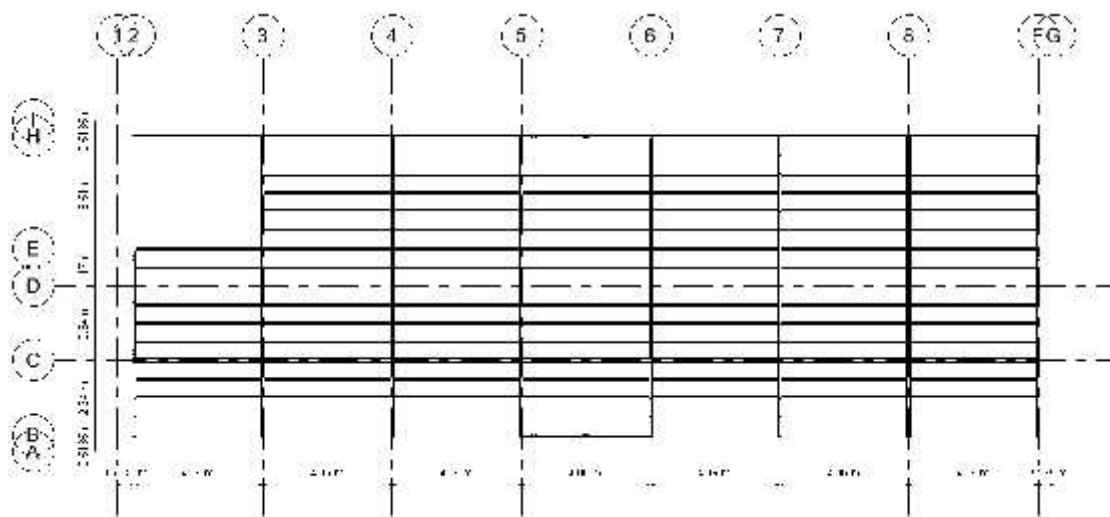
Ilustración XXXIII Diagramas de fuerzas axiales (Eje-6). Envolvente de combinaciones de cargas.

Fuente: Propio

## ANEXO B: DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

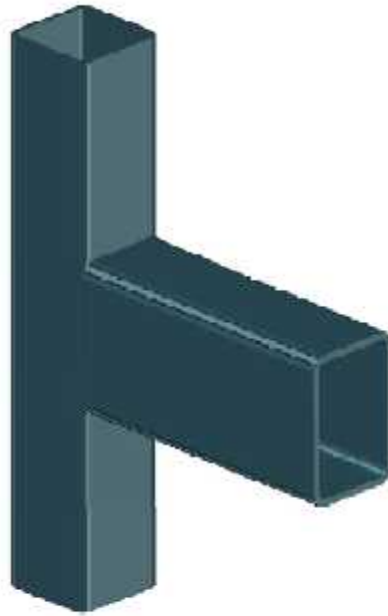


*Ilustración XXXIV Vista 3D de la estructura empotrada en su base. Fuente: Propio.*



*Ilustración XXXV Vista de Planta con ejes ortogonales X y Y del edificio. Fuente: Propio.*

## ANEXO C: DISEÑO DE CONEXIÓN SOLDADA PARA LA ESTRUCTURA.



*Ilustración XXXVI Conexión soldada viga-columna. Fuente: Propio.*

### Elementos estructurales:

Viga: 207

Columna: 48

### Materiales:

Acero ASTM A-36

Soldadura E60xx

### Datos:

Espesor de garganta de soldadura  $T_h = 6.7 \text{ m}$

Tamaño de la soldadura  $L = 9.5 \text{ m}$

Longitud de la soldadura  $L = 457 \text{ m}$

Longitud del elemento crítico de la soldadura  $L = 6 \text{ m}$

Fuerza en el elemento crítico de la soldadura  $F = 10.5 \text{ K}$

### Comprobación de la resistencia de la soldadura:

AISC 360-16: J2-4

$$\phi R = \phi * F_t * A = 10.8 \text{ K} \geq 10.5 \text{ K}$$

Donde:

$$F_t = 0.6 * F_E * (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \text{ Resistencia del material de aportación.}$$

Donde:

$F_E = 60 \text{ K}$  Número de clasificación del electrodo.

$\theta = 86.6^\circ$  Ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura.

$A = 39 \text{ m}^2$  Área eficaz del elemento de soldadura crítico.

$\phi = 0.75$  Factor de resistencia para conexiones soldadas.



## ANEXO D: DISEÑO DE ESCALERAS EN EL SOFTWARE ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL

### Cargas y combinaciones consideradas:

Las cargas consideradas son las generadas por el peso propio de los materiales tales como vigas y columnas más la lámina antiderrapante espesor  $t = 1/4 \text{ in}$  ( $250 \text{ kg/m}^2$ ) para los escalones que conformarán la escalera; la carga viva es de  $250 \text{ kg/m}^2$  por ser de uso universitario.

En el caso de las combinaciones serán las mismas que se utilizaron en el diseño de la superestructura considerando los casos de cargas sísmicas espectrales.

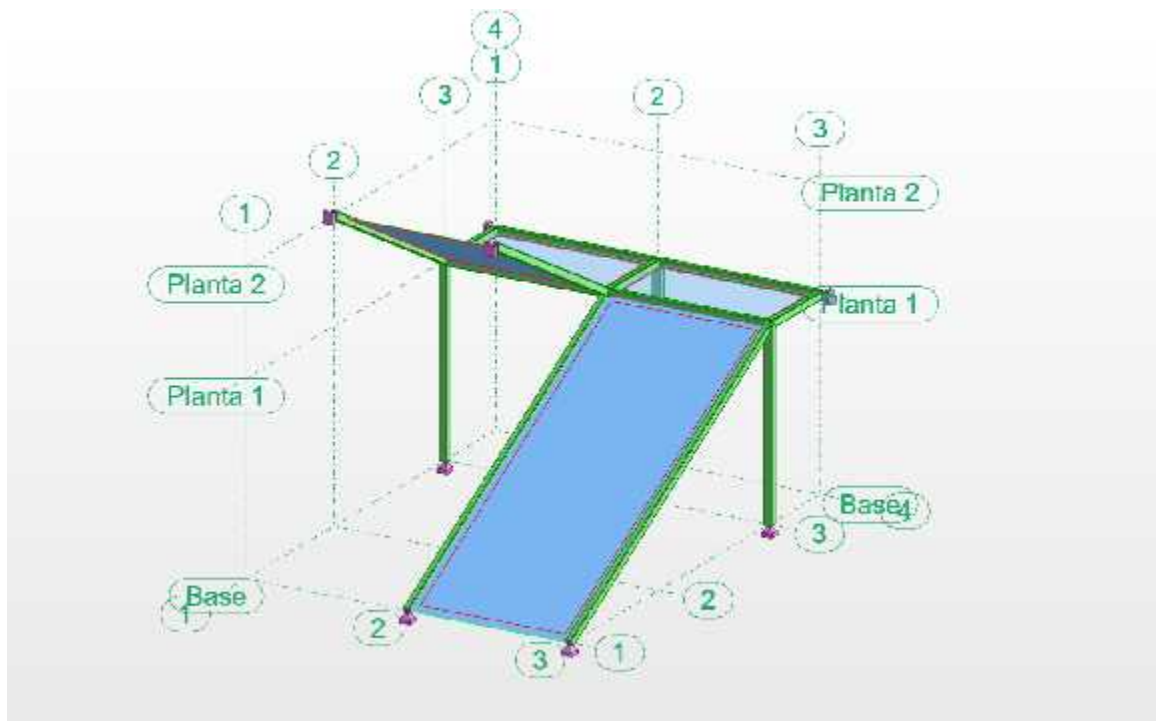
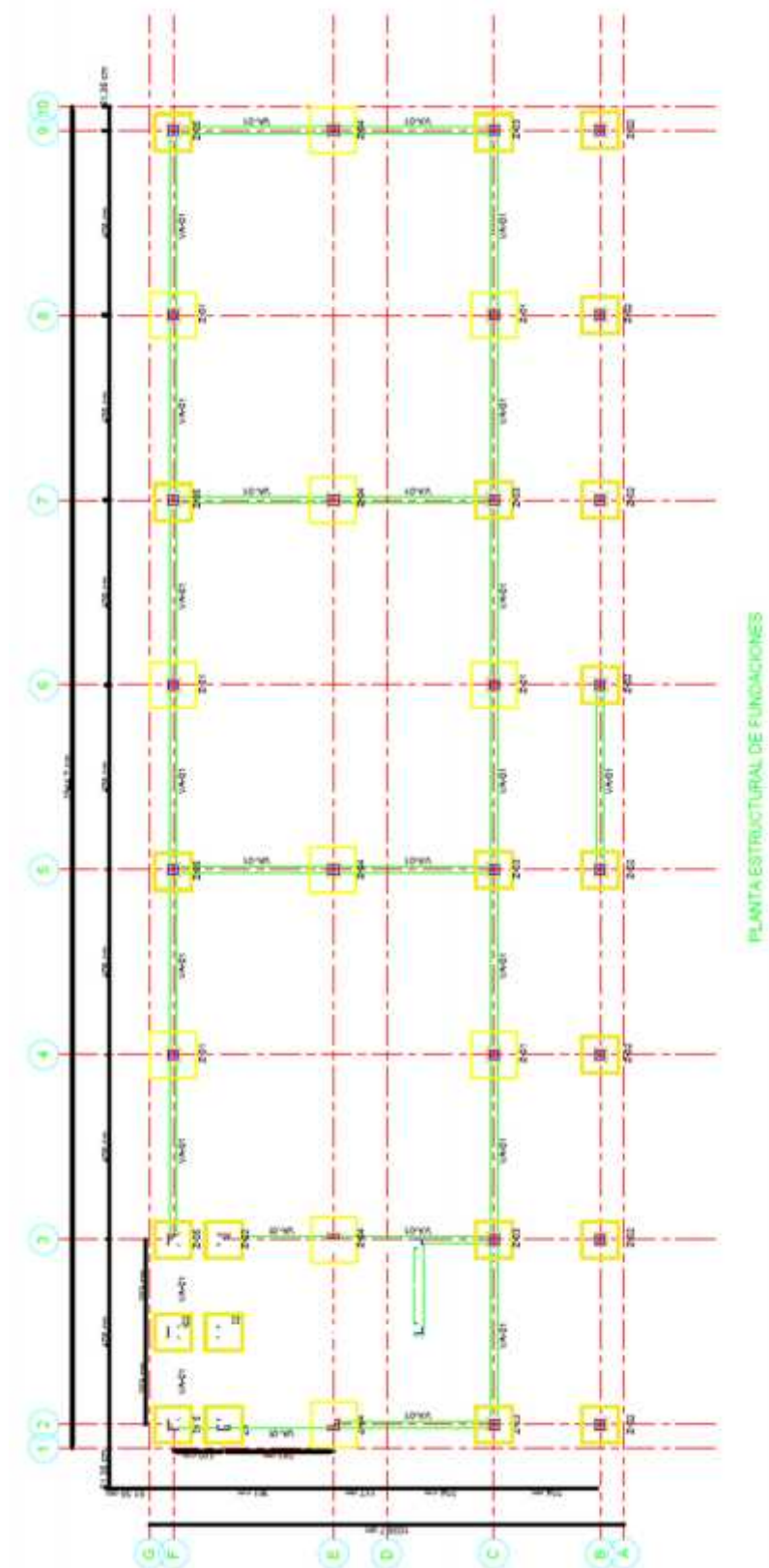
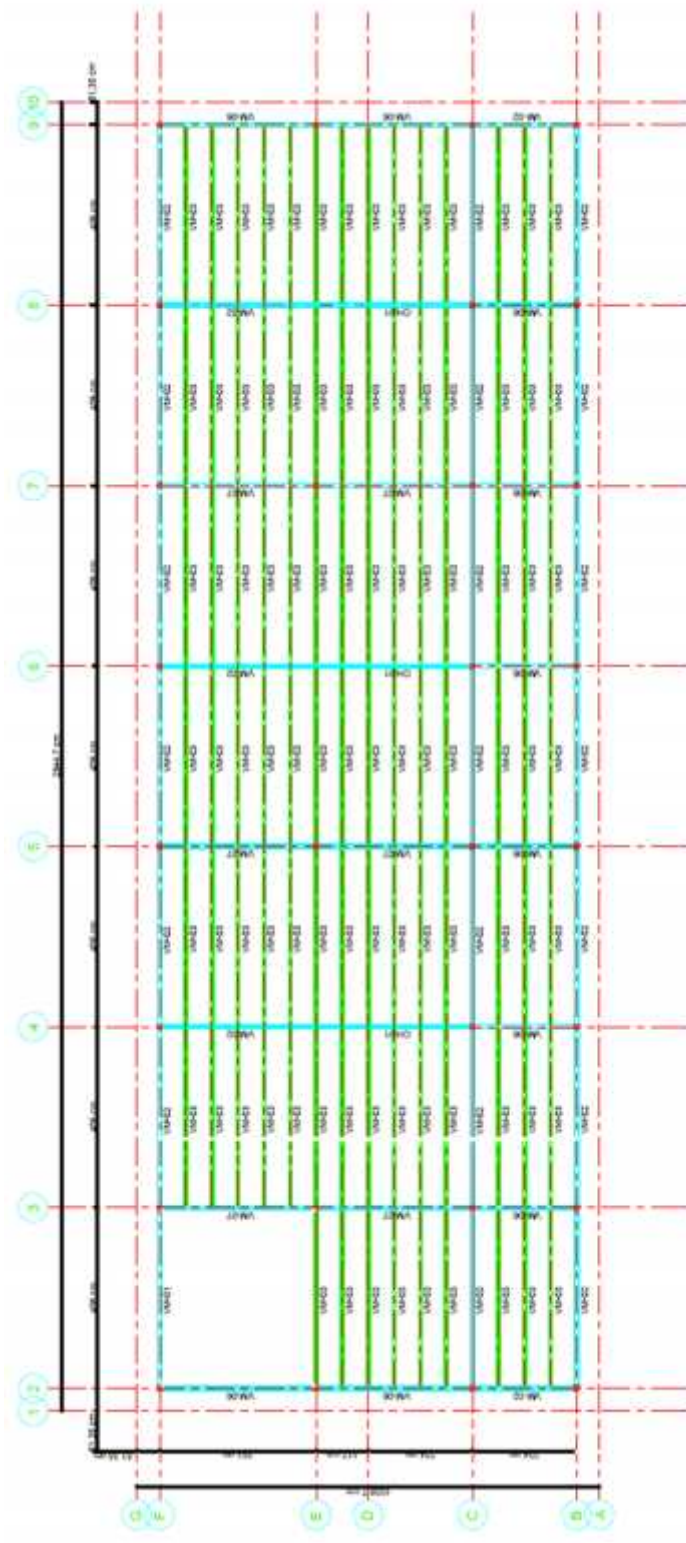


Ilustración XXXVII Modelado 3D de escaleras. Fuente: Propio.

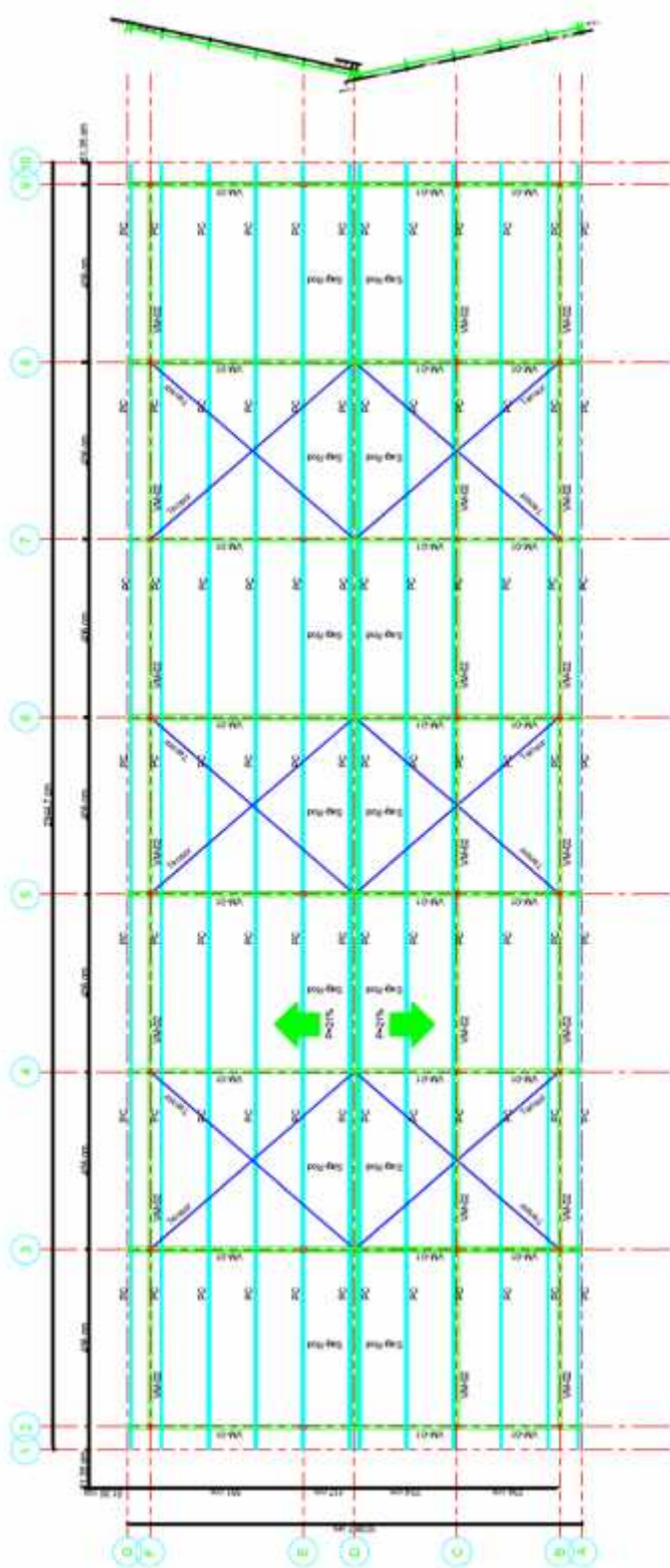


## ANEXO E: PLANOS DE DISEÑO-VISTAS DE PLANTA Y ELEVACIONES ESTRUCTURALES

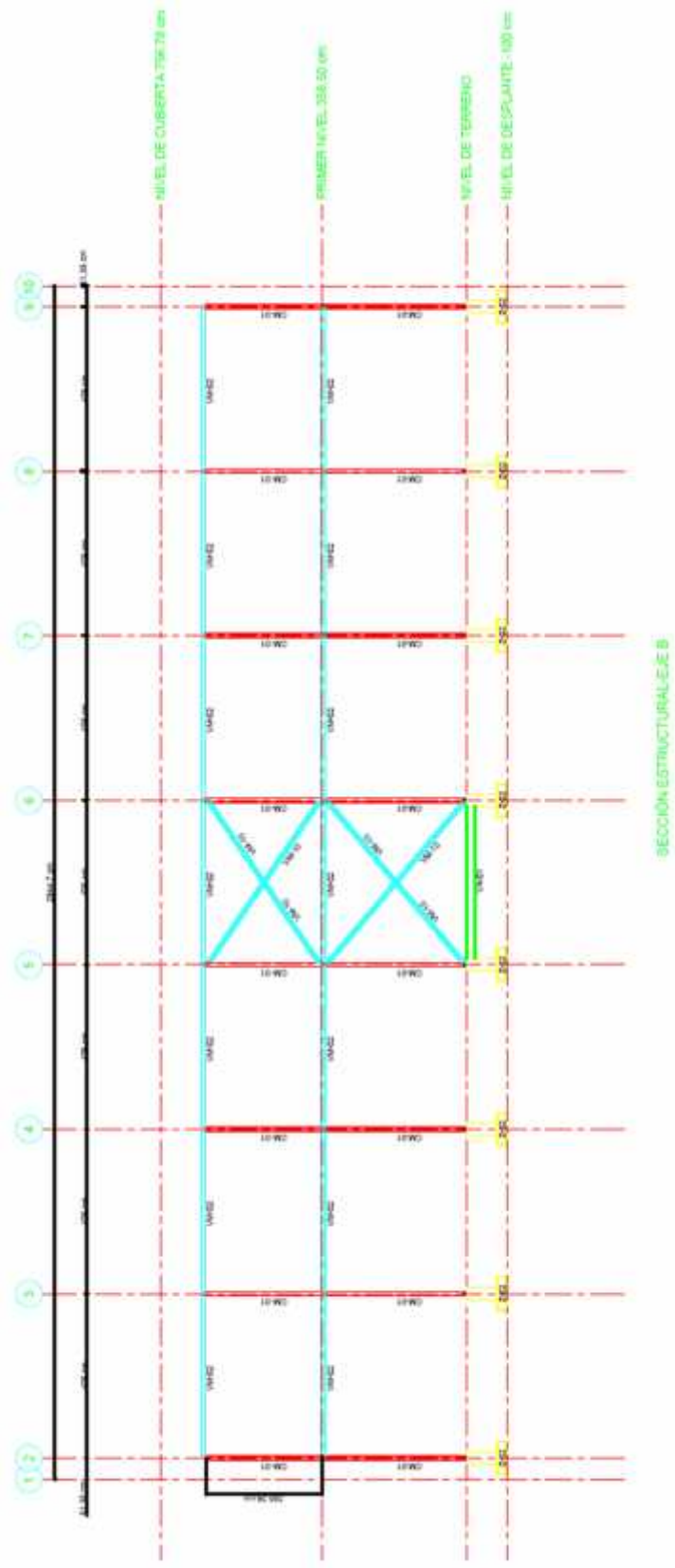


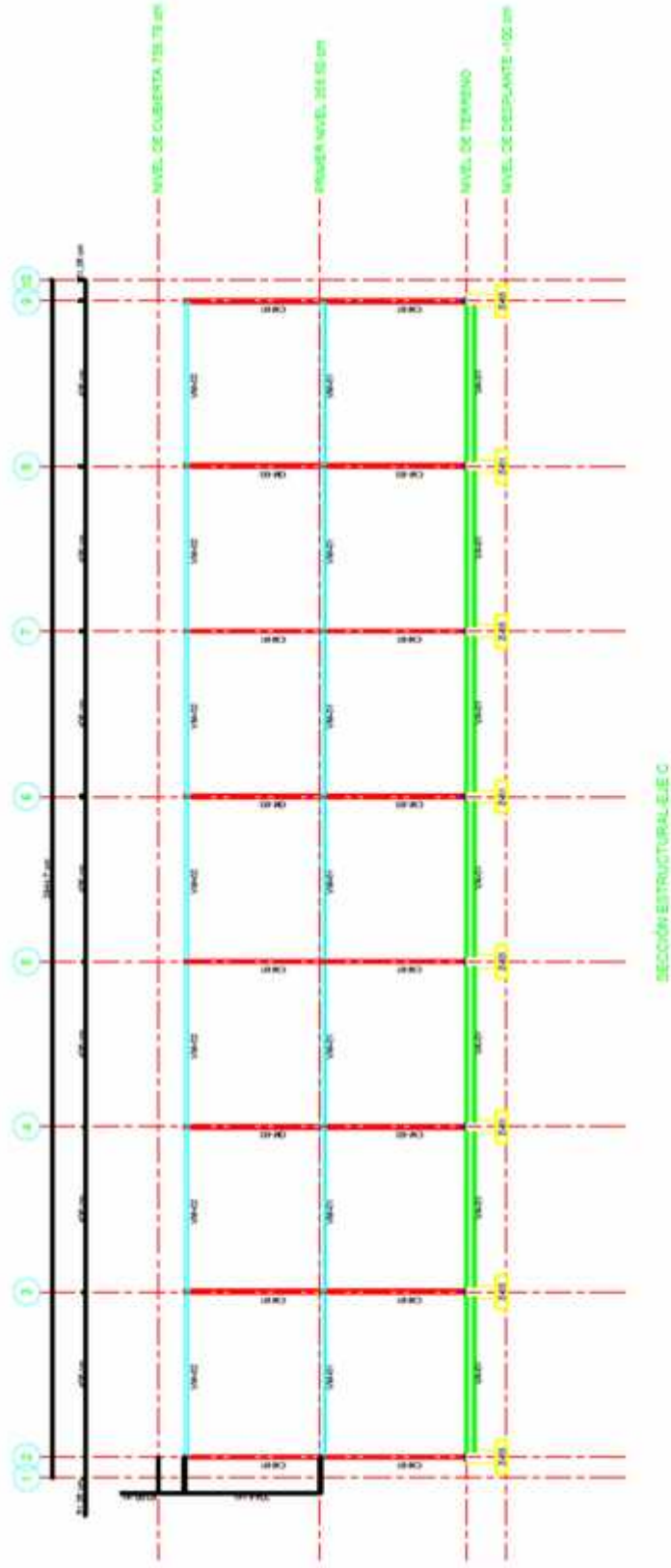


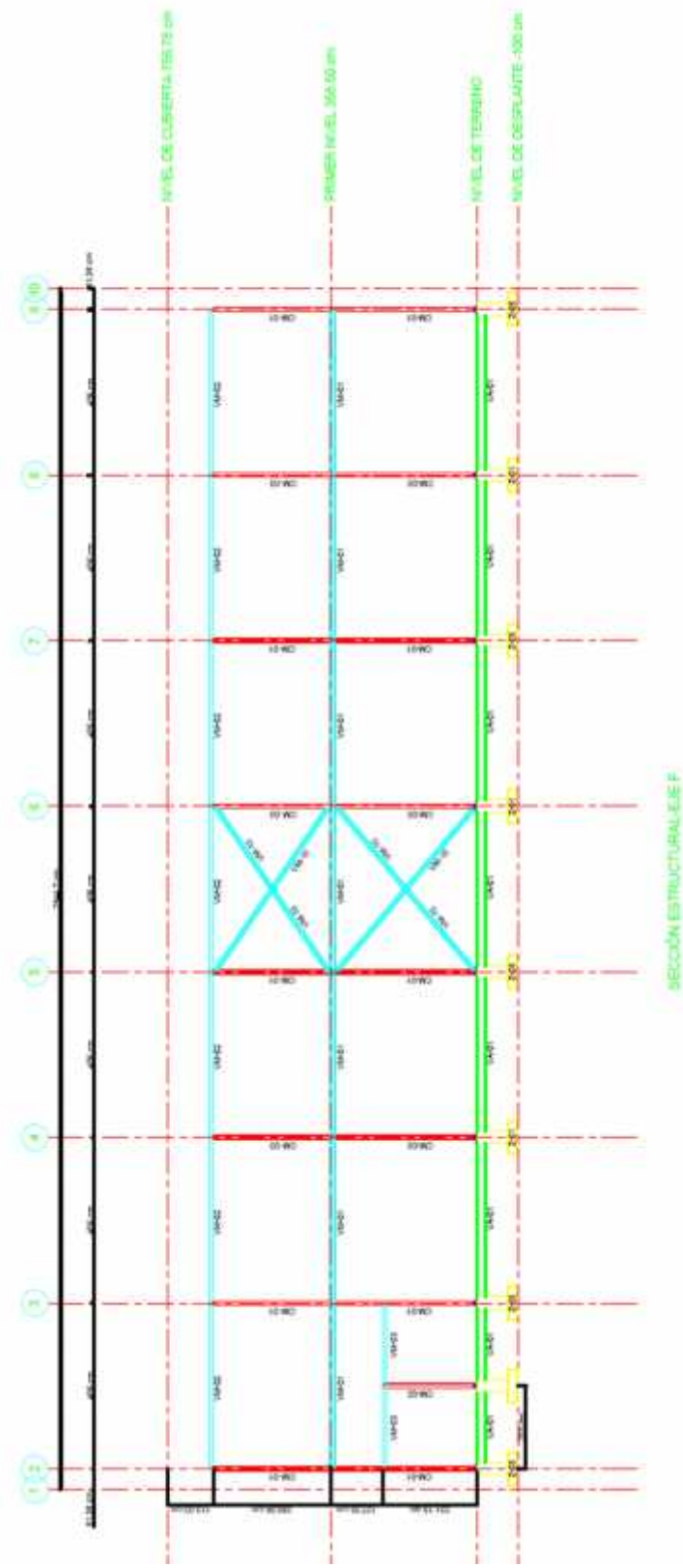
PLANTA ESTRUCTURAL DE ENTREPISO



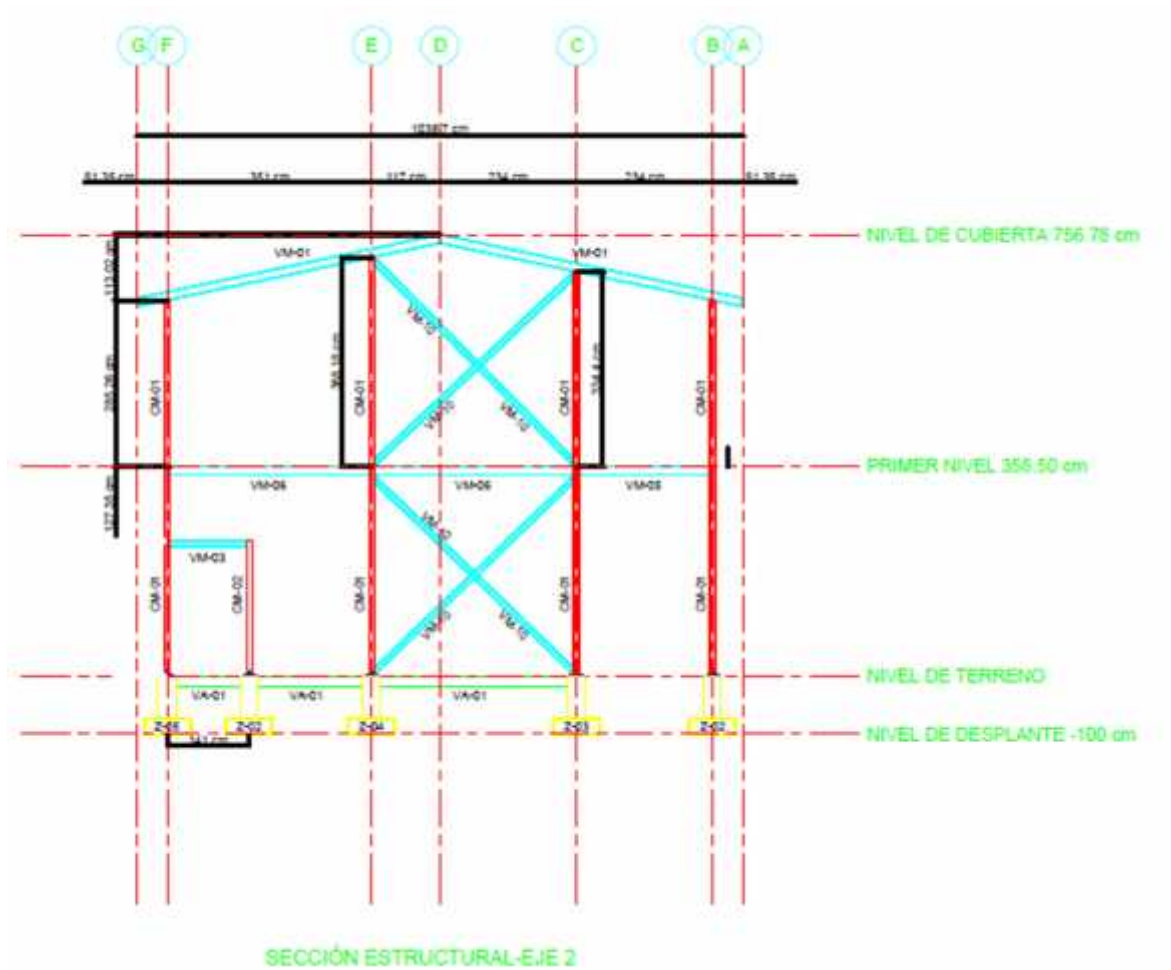
PLANTA ESTRUCTURAL DE CUBIERTA

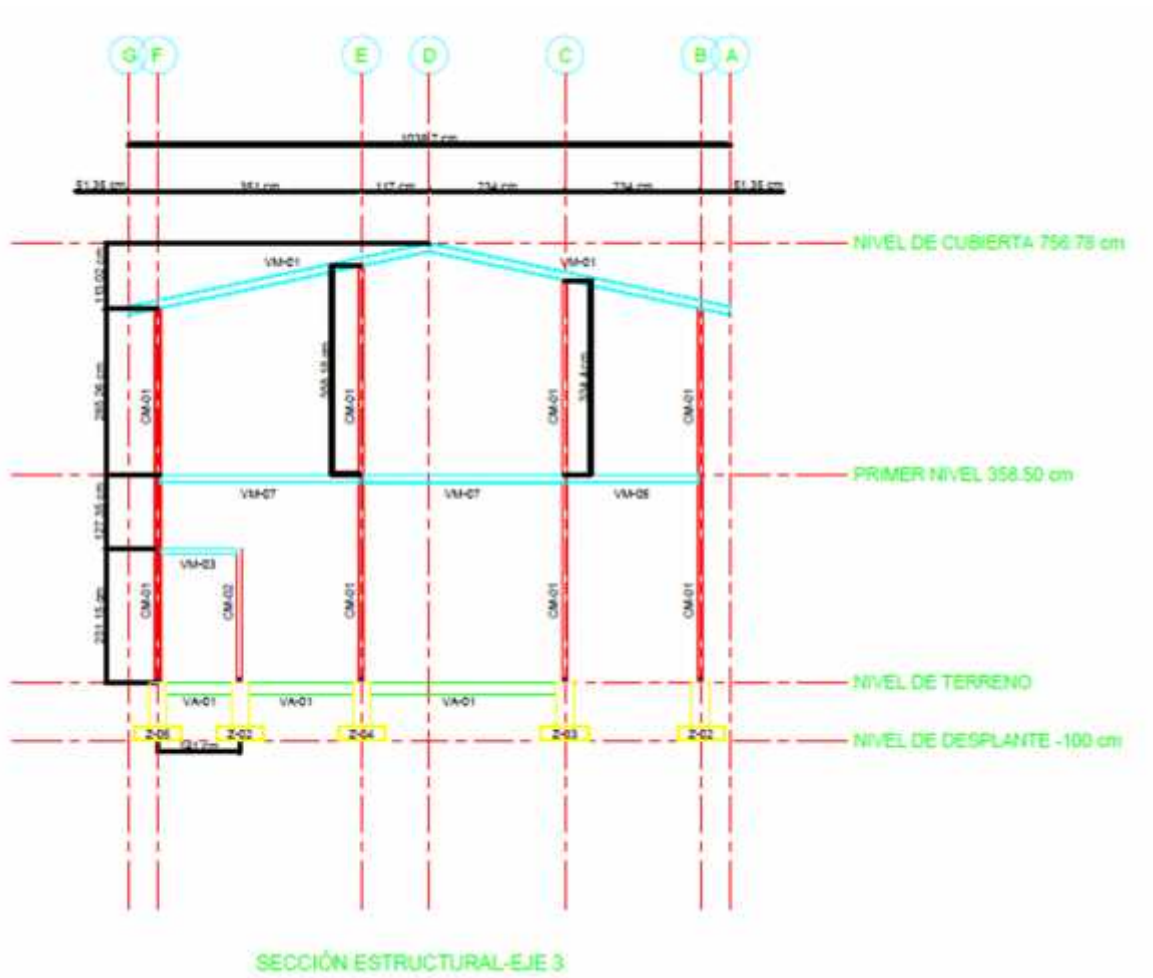




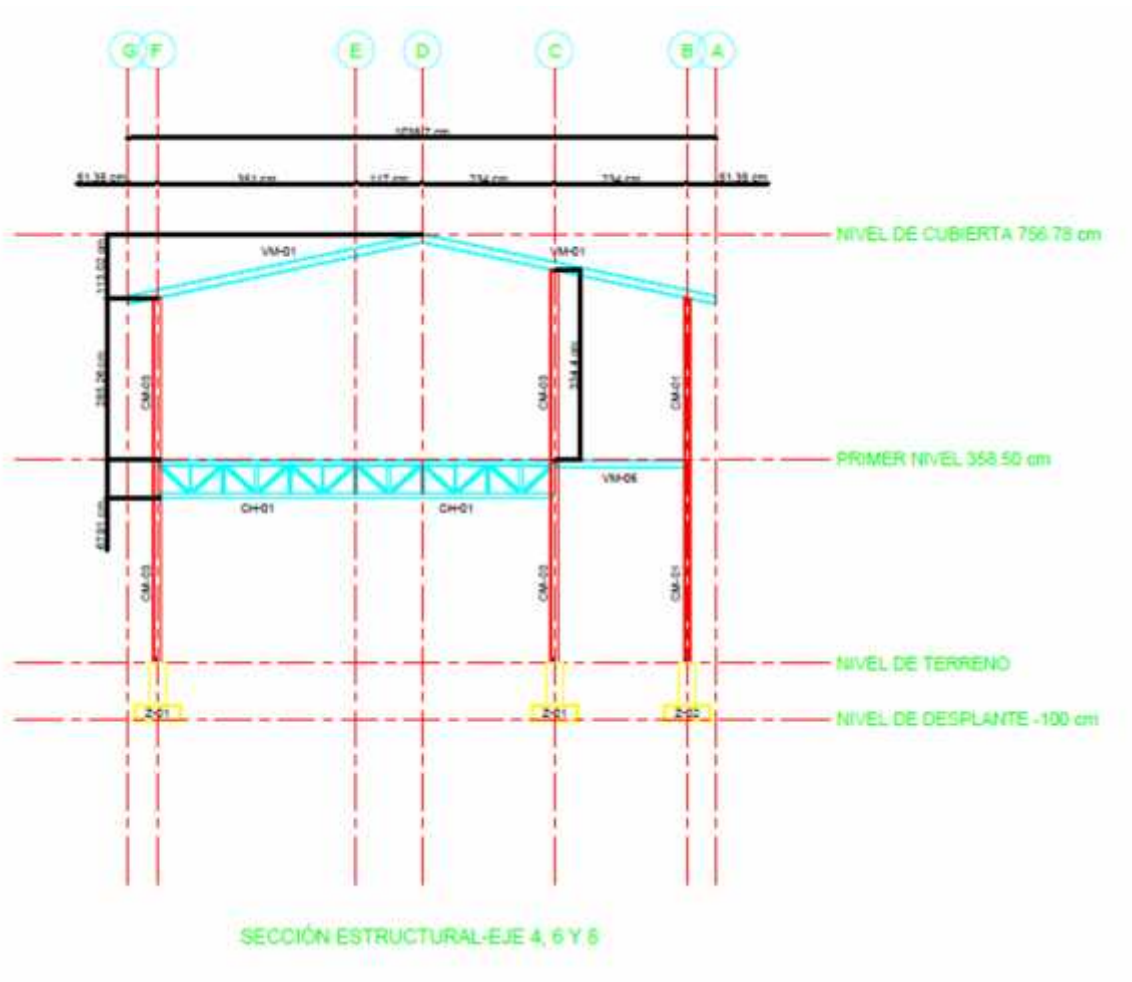


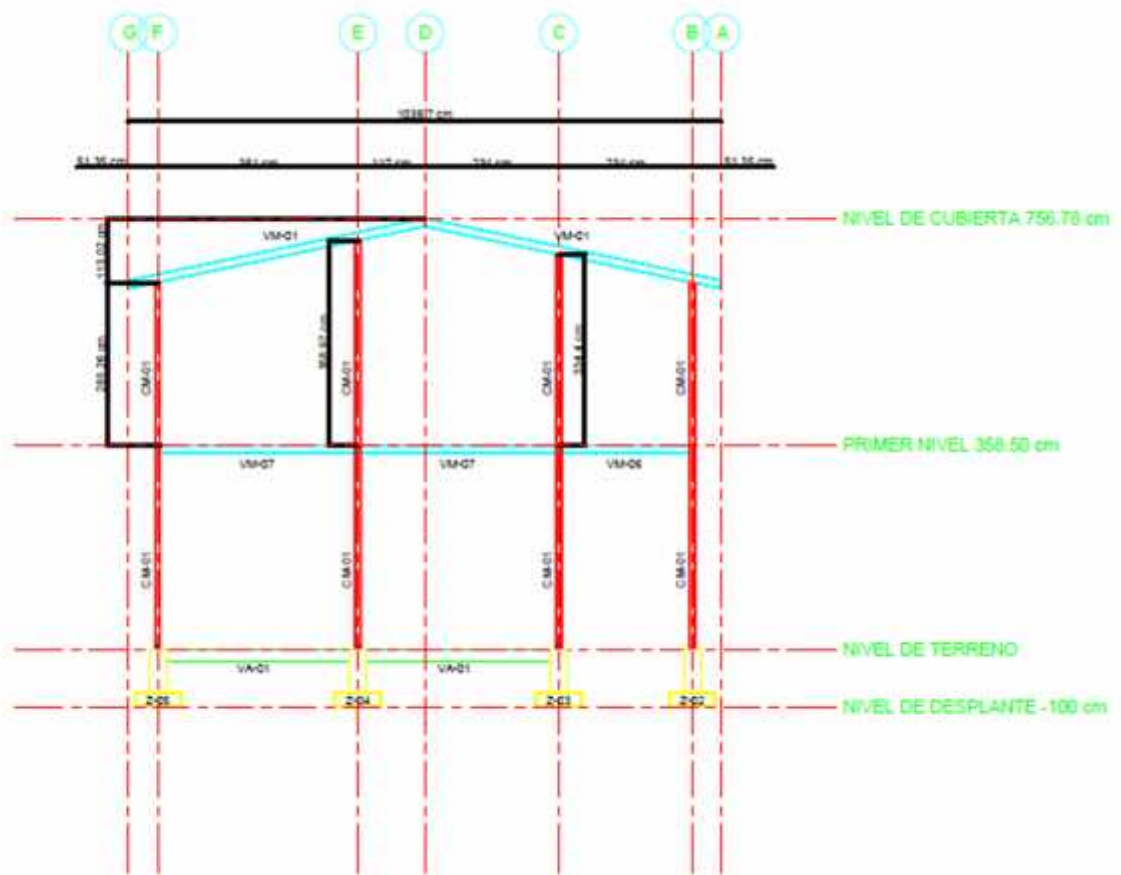








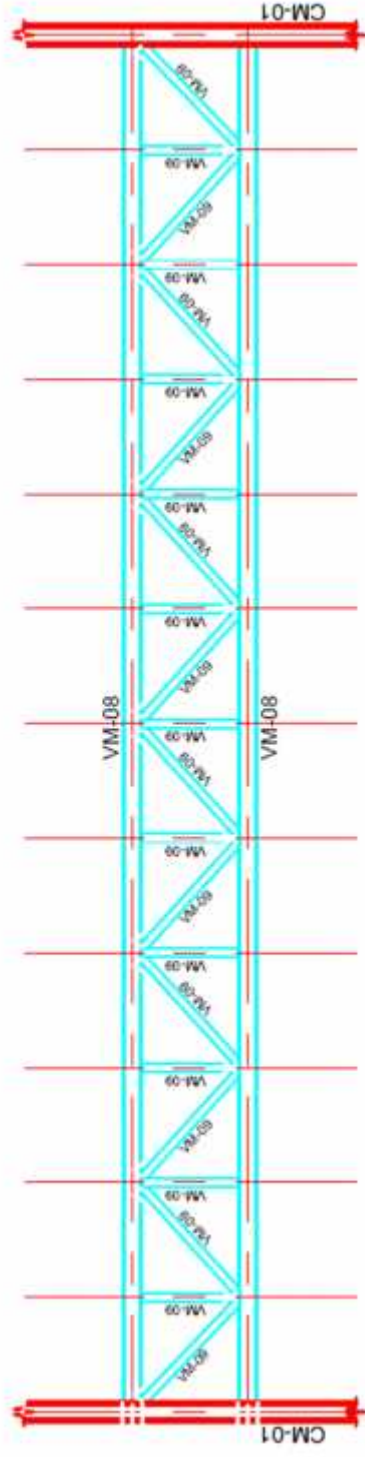




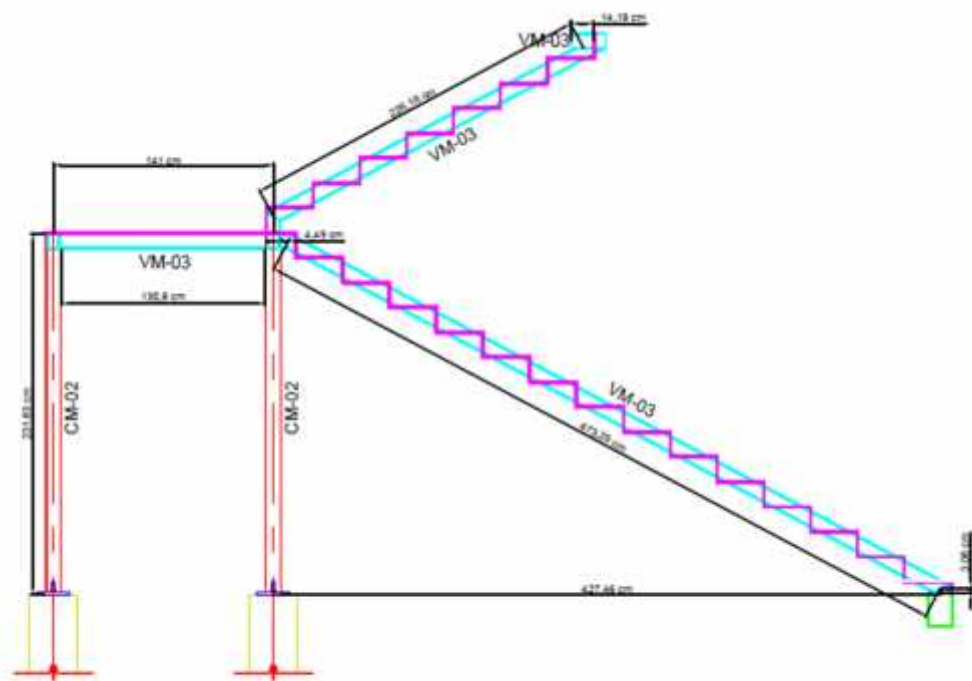
SECCIÓN ESTRUCTURAL-EJE 5 Y 7



SECCIÓN ESTRUCTURAL-EJE 9



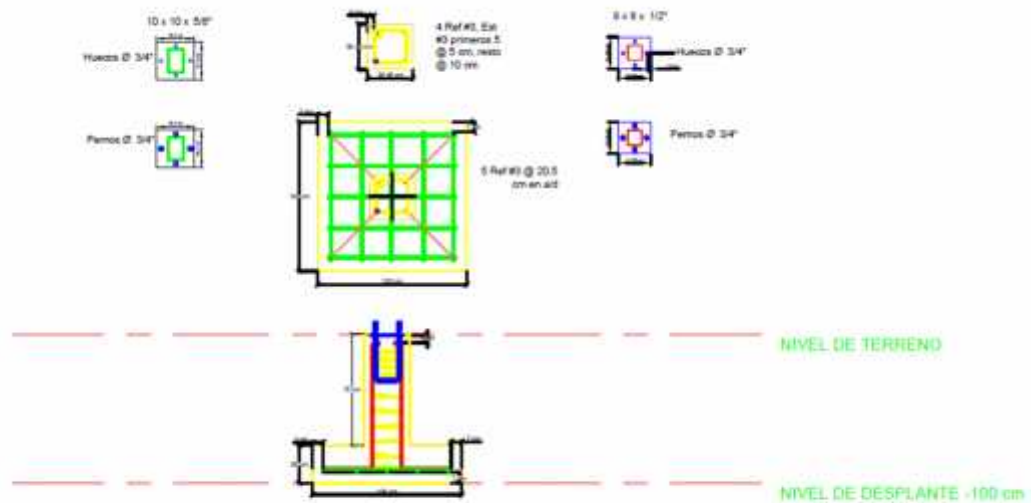
## DETALLE DE CERCHA CH-01



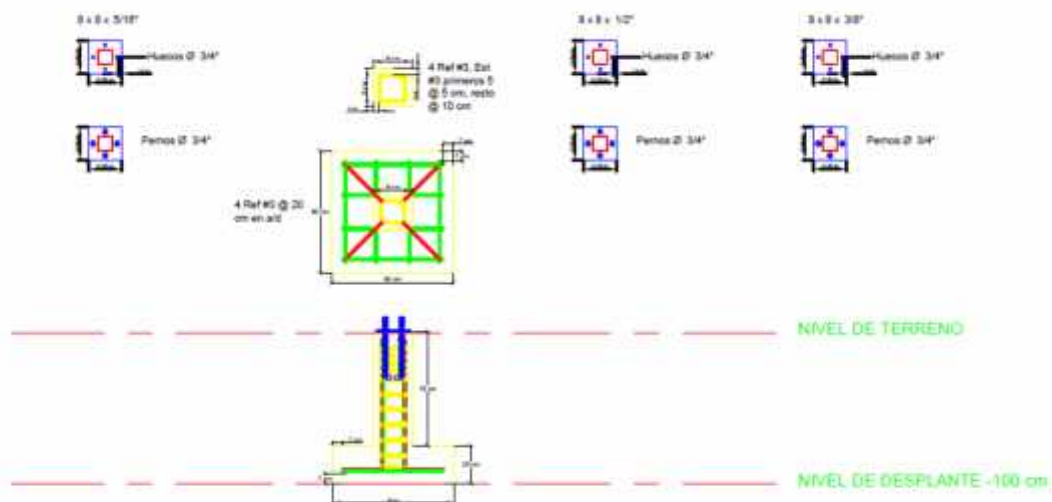
DETALLE DE ESCALERAS

## PERFILES ESTRUCTURALES

						
VM-01 5x4x1/8" A-36	VM-02 4x4x1/8" A-36	VM-03 4x3x1/4" A-36	VM-04 6x4x1/8" A-36	VM-05 6x4x1/4" A-36	VM-06 6x4x3/16" A-36	
						
VM-07 6x4x5/16" A-36	VM-08 4x4x1/4" A-36	VM-09 2x2x1/8" A-36	VM-10 4x4x3/8" A-36	CM-01 4x4x1/4" A-36	CM-02 4x4x1/8" A-36	CM-03 6x4x3/16" A-36



## DETALLE DE ZAPATA AISLADA Z-01 Z-04



## DETALLE DE ZAPATA AISLADA Z-02, Z-03, Z-05